

PREVISÃO DE CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTACAS EM COMPRESSÃO TENDO POR BASE RESULTADOS DE ENSAIOS EM VERDADEIRA GRANDEZA QUE NÃO ATINGIRAM A ROTURA

Filipe Miguel Simões Franco

(Licenciado em Ciências de Engenharia Civil)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutora Ana Paula Confraria Varatojo

Júri:

| | |
|-------------|--|
| Presidente: | Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra |
| Arguente: | Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão |
| Vogal: | Doutora Ana Paula Confraria Varatojo |

Dezembro de 2011

“Copyright” Filipe Miguel Simões Franco, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À memória do meu saudoso avô, José Franco.

Agradecimentos

O autor deseja expressar o seu agradecimento a todos que, directa ou indirectamente, contribuíram para tornar esta dissertação possível.

À orientadora, Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo, por toda a disponibilidade com que sempre manifestou, auxiliando na definição das linhas de desenvolvimento e na organização do estudo ora apresentado, bem como por todo o apoio prestado na concretização do presente trabalho.

À empresa, Tecnasol FGE pelos registos disponibilizados referentes aos casos de obra 1 e 3 incluídos na presente dissertação.

Ao colega, Engenheiro Micael Inácio, pela disponibilidade constante e incentivos permanentes.

Aos pais, irmão, avós e tios, pelo apoio e carinho e pelo facto de terem realizado esforços para que todos os objectivos a que se propôs na vida fossem atingidos nas melhores condições possíveis. À namorada Patrícia Cardoso pela compreensão demonstrada em momentos de menor disponibilidade, apoio e incentivo durante a pesquisa e o impulso necessário.

Resumo

Os ensaios de carga são a ferramenta mais eficaz para avaliar a capacidade resistente última de estacas e a resposta destas em tensão/deformação mas, por razões de custo, tempo e, muitas vezes, por limitações dos equipamentos, não são levados até à rotura.

O presente trabalho tem por base 10 ensaios de carga de estacas em compressão que não atingiram a rotura em três locais diferentes, envolvendo estacas com 0,80 m de diâmetro, diferentes comprimentos e tecnologias de execução e terrenos com diferentes características geológico/geotécnicas.

O desenvolvimento dos estudos efectuados para avaliar a carga última em cada caso foi realizado à custa de dois tipos de abordagens. A primeira foi baseada em métodos de extrapolação aplicados às curvas carga vs assentamentos experimentais e a segunda, para aferir a ordem de grandeza desses resultados, foi realizada a partir de métodos de avaliação tendo por base resultados de ensaios de campo (SPT e CPT). Em cada caso, e sempre que possível, procurou-se ainda estimar a carga última com base em critérios de rotura disponíveis na bibliografia.

Palavras-chave: estacas em compressão, ensaios de estacas, métodos de extrapolação, ensaios de campo, capacidade resistente última

Abstract

Load tests are the most effective tool to assess the ultimate bearing capacity of piles and there response in stress / strain analysis but, for reasons of cost, time and often, due to limitations of equipments, they do not reach rupture.

This work is based on 10 load tests of piles in compression that did not reach rupture in three different locations, involving piles with diameter equal to 0.80 m, several lengths and execution technologies and soils with different geological / geotechnical characteristics.

The development of studies to evaluate the ultimate load in each case was carried out at the expense of two types of approaches. The first was based on extrapolation methods applied to load vs. settlement experimental curves and the second, to assess the magnitude of the results, was carried out using evaluation methods based on results of field tests (SPT and CPT). In each case, and whenever possible, it was tried to estimate the ultimate load based on failure criteria available in the literature.

Keywords: piles in compression, pile tests, extrapolation methods, field tests, ultimate bearing capacity

Simbologia

Alfabeto latino

| | |
|-------|--|
| A_b | área da base da estaca [L^2] |
| A_s | área lateral da estaca [L^2] |
| b | largura da estaca [L] |
| C_N | factor correctivo relacionado com a tensão efectiva de recobrimento |
| C_1 | coeficiente que depende do tipo de estaca, Décourt e Quaresma (1978), [Quadro 2-4] |
| C_2 | coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_{SPT}^L [FL^{-2}], Décourt e Quaresma (1978), [Quadro 2-3] |
| C_3 | coeficiente que depende do tipo de estaca, Décourt e Quaresma (1978), [Quadro 2-5] |
| F_p | factor empírico que depende do tipo de solo, Philipponnat (1980), [Quadro 2-9] |
| F_1 | coeficiente de correcção, Aoki e Velloso (1975) e Monteiro (2000), [Quadro 2-2 e Quadro 2-7] |
| F_2 | coeficiente de correcção, Aoki e Velloso (1975) e Monteiro (2000), [Quadro 2-2 e Quadro 2-7] |
| f_s | resistência lateral medida pela manga de atrito no ensaio CPT [FL^{-2}] |
| K | rigidez da fundação [FL^{-1}] |
| K | constante que depende do solo e das suas características granulométricas [FL^{-1}], Aoki e Velloso (1975) e Monteiro (2000), [Quadro 2-1 e Quadro 2-6] |

| | |
|-------------------|---|
| k_b | factor que depende do tipo de solo, Philipponnat (1980), [Quadro 2-8] |
| L | profundidade de escavação da estaca [L] |
| \bar{N} | número médio de pancadas registado em ensaio SPT ao longo do comprimento da estaca |
| N_{SPT} | número de pancadas necessário para atingir uma penetração de 300 mm do amostrador na 2ª fase de um ensaio SPT |
| $N_{SPT(p')}$ | valor corrigido do número de pancadas devido ao efeito de profundidade |
| N_{SPT}^m | número médio de pancadas registado em ensaio SPT para cada ΔL |
| N_{SPT}^L | número médio de pancadas registado em ensaio SPT ao nível da base da estaca |
| P | perímetro da estaca [L] |
| p' | tensão efectiva vertical [FL^{-2}] |
| Q | carga aplicada durante o ensaio de carga [F] |
| Q_b | capacidade resistente por ponta da estaca [F] |
| $Q_{colapso}$ | previsão de carga segundo alguns critérios de rotura [F] |
| Q_s | capacidade resistente lateral da estaca [F] |
| Q_u | capacidade resistente da estaca tendo por base resultados de ensaios que não atingiram a rotura [F] |
| $Q_{últ}$ | capacidade resistente da estaca tendo por base resultados de ensaios de campo [F] |
| $Q_{últ}^{fuste}$ | capacidade resistente do fuste da estaca [F] |
| $Q_{últ}^{total}$ | capacidade resistente total da estaca [F] |
| q_b | resistência de ponta unitária [FL^{-2}] |
| q_s | resistência lateral unitária [FL^{-2}] |
| q_c | resistência de ponta do cone no ensaio CPT [FL^{-2}] |
| q_c^p | média da resistência de ponta do cone (ensaio CPT) na zona da ponta da estaca [FL^{-2}] |

| | |
|------------|--|
| q_c^l | média da resistência de ponta do cone (ensaio CPT) para cada uma das camadas ao longo do fuste da estaca [FL^{-2}] |
| q_{ca}^1 | média da resistência de ponta do cone (ensaio CPT), 3 diâmetros acima da base da estaca [FL^{-2}] |
| q_{ca}^2 | média da resistência de ponta do cone (ensaio CPT), 3 diâmetros abaixo da base da estaca [FL^{-2}] |
| s | assentamento da estaca medido no ensaio de carga [L] |
| s_u | assentamento da estaca correspondente à capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios que não atingiram a rotura [L] |

Alfabeto grego

| | |
|------------|--|
| α | constante que depende do solo e das suas características granulométricas, Aoki e Velloso (1975) e Monteiro (2000), [Quadro 2-1 e Quadro 2-6] |
| α | parâmetro obtido através de regressão linear (declive da recta de ajuste) |
| α_p | factor que depende do tipo de estaca, Philipponnat (1980), [Quadro 2-8] |
| β | parâmetro obtido através de regressão linear (ponto de intersecção com o eixo das ordenadas) |
| β_1 | inclinação da recta de ajuste 1, Chin (1971, 1978) |
| β_2 | inclinação da recta de ajuste 2, Chin (1971, 1978) |
| δ_e | assentamento efectivo [L], Cernica (1995) |
| δ_g | assentamento total [L], Cernica (1995) |
| ΔL | espessura da camada de solo [L] |

Siglas

| | |
|---------------|--|
| <i>AGISCO</i> | Advanced Geotechnical Instrumentation Systems & Consulting |
| <i>ASTM</i> | American Society for Testing and Materials |

| | |
|---------------|---|
| <i>CAPWAP</i> | Case Pile Wave Analysis Program |
| <i>CPT</i> | ensaio com penetrómetro estático ou cone holandês (<i>Cone Penetration Test</i>) |
| <i>CRP</i> | ensaio de estaca em verdadeira grandeza com taxa de penetração constante (<i>Constant Rate of Penetration Test</i>) |
| <i>HBM</i> | Hottinger Baldwin Messtechnik |
| <i>LCPC</i> | Laboratoire Central des Ponts et Chaussées |
| <i>LVDT</i> | Linear Voltage Differential Transformer |
| <i>MLT</i> | ensaio de estaca em verdadeira grandeza com patamares de carga crescente (<i>Maintaned Loading Test</i>) |
| <i>NBR</i> | Norma Brasileira |
| <i>SPT</i> | ensaio de penetração dinâmica (<i>Standard Penetration Test</i>) |

Índice de matérias

| | | |
|-----------|--|----------|
| 1. | Considerações iniciais..... | 1 |
| 1.1 | Introdução..... | 1 |
| 1.2 | Objectivos..... | 4 |
| 1.3 | Metodologia..... | 4 |
| 1.4 | Organização da dissertação | 5 |
| | | |
| 2. | Métodos para avaliação de capacidade resistente de estacas..... | 7 |
| 2.1 | Introdução..... | 7 |
| 2.2 | Fundações por estacas | 8 |
| 2.3 | Previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura..... | 9 |
| 2.3.1 | Ensaaios de carga | 9 |
| 2.3.2 | Ensaio de carga estático | 11 |
| 2.3.3 | Interpretação de resultados de ensaios de carga estáticos | 18 |
| 2.3.4 | Métodos de previsão de capacidade resistente última através da curva carga vs assentamento | 23 |
| 2.4 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo | 27 |
| 2.4.1 | Ensaaios de campo | 27 |
| 2.4.2 | Ensaio de campo SPT | 28 |
| 2.4.3 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados do ensaio de campo SPT | 30 |
| 2.4.4 | Ensaio de campo CPT..... | 34 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 2.4.5 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados do ensaio de campo CPT | 37 |
| 3. | Caso de obra 1 – Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo | 41 |
| 3.1 | Introdução..... | 41 |
| 3.2 | Características das estacas..... | 42 |
| 3.3 | Caracterização geotécnica | 43 |
| 3.4 | Ensaio de carga estáticos | 44 |
| 3.5 | Previsão e avaliação da capacidade resistente última..... | 47 |
| 3.5.1 | Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura..... | 48 |
| 3.5.2 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo | 49 |
| 4. | Caso de obra 2 – Refinaria de Sines Artenius Mega PTA..... | 55 |
| 4.1 | Introdução..... | 55 |
| 4.2 | Características da estaca..... | 56 |
| 4.3 | Caracterização geotécnica | 57 |
| 4.4 | Ensaio de carga estático | 58 |
| 4.5 | Previsão e avaliação da capacidade resistente última..... | 59 |
| 4.5.1 | Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de um ensaio de carga que não atingiu a rotura | 59 |
| 4.5.2 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo | 63 |
| 5. | Caso de obra 3 – Central de Ciclo Combinado do Pego | 69 |
| 5.1 | Introdução..... | 69 |
| 5.2 | Características das estacas ensaiadas..... | 71 |
| 5.3 | Caracterização geotécnica | 71 |
| 5.4 | Ensaio de carga estáticos | 71 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 5.4.1 | Previsão e avaliação da capacidade resistente última | 75 |
| 5.4.2 | Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura..... | 75 |
| 5.4.3 | Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo | 77 |
| 6. | Conclusões finais e futuros desenvolvimentos | 81 |
| | Referências bibliográficas..... | 85 |
| | Anexo A | 89 |
| | Anexo B | 109 |
| | Anexo C..... | 125 |
| | Anexo D | 137 |

Índice de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 2-1 – Sistema de reacção constituído por uma estrutura assente em apoios temporários sobre a estaca..... | 14 |
| Figura 2-2 – Sistema de reacção constituído por estacas em tracção | 14 |
| Figura 2-3 – Resultados típicos de um ensaio MLT, Tomlinson e Boorman (2001). (a) Curva carga vs assentamento; (b) Curva carga, tempo vs assentamento..... | 17 |
| Figura 2-4 – Resultados de ensaio CRP: (a) estacas flutuantes; (b) estacas de ponta segundo Whitaker (1970) | 18 |
| Figura 2-5 - Resultados de ensaios de compressão axial: (a) Curva carga vs assentamento (ensaio CRP) para estaca em areia densa; (b) Curvas carga vs assentamento e tempo vs assentamento (ensaio MLT) para estaca em argila rija (Tomlinson, 1981) | 20 |
| Figura 2-6 - Curvas carga vs assentamento típicas obtidas em ensaios de carga de estacas em compressão; (a) estaca flutuante em argilas moles a médias ou areias soltas; (b) estaca flutuante em argila rija; (c) estaca de ponta em rocha branda porosa; (d) estaca que sofreu levantamento devido a empolamento do terreno e subsequente assentamento em maciço rochoso devido às cargas aplicadas no ensaio; (e) estaca que rompeu por corte no decorrer do ensaio por ter sido executada com betão de qualidade inferior à prevista; (f) situação em que é excedida a resistência à compressão do betão de fraca resistência do fuste da estaca..... | 21 |
| Figura 2-7 – Típica relação carga vs assentamento. (a) Assentamento total; (b) Assentamento efectivo (Cernica, 1995)..... | 22 |
| Figura 2-8 - Definição de carga última segundo Brinch-Hansen (1963)..... | 24 |

| | |
|--|----|
| Figura 2-9 - Definição de carga última segundo Mazurkiewicz (1972) citado por Velloso (1985) | 25 |
| Figura 2-10 - Método de Butler e Hoy (1977) citado por Abu-Farsakh e Titi (1999) | 25 |
| Figura 2-11 – Esquema representativo do equipamento utilizado nos ensaios de campo SPT | 28 |
| Figura 2-12 – Haste cilíndrica com ponta cónica (ponteira de aço normalizado) utilizada no ensaio CPT e grandezas medidas no ensaio | 36 |
| Figura 3-1 – Localização da Ponte Salgueiro Maia | 42 |
| Figura 3-2 – Ponte Salgueiro Maia | 43 |
| Figura 3-3 - Curvas de betonagem das estacas ensaiadas | 44 |
| Figura 3-4 - Caracterização das camadas e número médio de pancadas (SPT) | 45 |
| Figura 3-5 - Dispositivo de reacção de ancoragens ao solo (Tecnasol FGE) | 46 |
| Figura 3-6 – Plano de cargas tipo usado nos 5 ensaios | 47 |
| Figura 3-7 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 1 | 49 |
| Figura 3-8 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1 e hipótese 2) – Caso de obra 1 | 51 |
| Figura 3-9 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1 | 51 |
| Figura 3-10 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1 | 52 |
| Figura 3-11 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1 | 54 |

| | |
|---|----|
| Figura 3-12 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1 | 54 |
| Figura 4-1 – Localização da refinaria Artenius Mega PTA | 55 |
| Figura 4-2 – Refinaria Artenius Mega PTA | 56 |
| Figura 4-3 - Caracterização geotécnica e valores médios dos ensaios SPT..... | 57 |
| Figura 4-4 – Sistema de reacção para aplicação da carga de ensaio | 58 |
| Figura 4-5 – Macaco hidráulico utilizado na aplicação da carga de ensaio..... | 59 |
| Figura 4-6 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 2..... | 61 |
| Figura 4-7 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento utilizando menos pontos na curva carga vs assentamento – Caso de obra 2 | 62 |
| Figura 4-8 – Visualização gráfica dos resultados da avaliação da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2 | 64 |
| Figura 4-9 – Visualização gráfica dos resultados da avaliação da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2 | 64 |
| Figura 4-10 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2 | 65 |
| Figura 4-11 - Valores médios corrigidos dos ensaios SPT | 66 |
| Figura 4-12 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2 | 67 |
| Figura 4-13 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2..... | 67 |

| | |
|--|----|
| Figura 4-14 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2..... | 68 |
| Figura 5-1 – Central de Ciclo Combinado do Pego..... | 69 |
| Figura 5-2 – Localização da Central de Ciclo Combinado do Pego, Abrantes..... | 70 |
| Figura 5-3 – Caracterização geotécnica – Estaca 1..... | 71 |
| Figura 5-4 - Caracterização geotécnica – Estaca 2..... | 72 |
| Figura 5-5 – Caracterização geotécnica – Estacas 3 e 4..... | 72 |
| Figura 5-6 – Sistema de reacção para aplicação de carga vertical..... | 73 |
| Figura 5-7 – Macacos hidráulicos e células de carga..... | 73 |
| Figura 5-8 – Transdutores de deslocamento (LVDT)..... | 73 |
| Figura 5-9 – Medições de nivelamento padrão..... | 73 |
| Figura 5-10 – Plano de carga – descarga..... | 74 |
| Figura 5-11 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 3..... | 76 |
| Figura 5-12 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3..... | 78 |
| Figura 5-13 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3..... | 78 |
| Figura 5-14 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3..... | 79 |

Índice de quadros

| | |
|---|----|
| Quadro 2-1 - Valores atribuídos aos coeficientes K e α , segundo Aoki e Velloso (1975)..... | 33 |
| Quadro 2-2 - Valores propostos para F_1 e F_2 , segundo Aoki e Velloso (1975)..... | 33 |
| Quadro 2-3 – Valores de C_2 (Décourt e Quaresma, 1978) | 34 |
| Quadro 2-4 - Valores de C_1 em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt et al, 1996)..... | 34 |
| Quadro 2-5 - Valores de C_3 em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt et al, 1996) | 34 |
| Quadro 2-6 - Valores atribuídos aos coeficientes K e α segundo Monteiro (2000)..... | 35 |
| Quadro 2-7 – Valores propostos para F_1 e F_2 segundo Monteiro (2000) | 35 |
| Quadro 2-8 - Factores de capacidade resistente kb e ap (Philipponnat, 1980)..... | 38 |
| Quadro 2-9 – Factor F_p (Philipponnat, 1980)..... | 39 |
| Quadro 3-1- Características geométricas e propriedades dos materiais das estacas ensaiadas ... | 43 |
| Quadro 3-2 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 1 | 48 |
| Quadro 3-3 – Valores da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1 | 50 |

| | |
|---|----|
| Quadro 3-4 - Valores da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1 | 53 |
| Quadro 4-1 – Valores referentes aos ciclos carga – descarga | 60 |
| Quadro 4-2 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 2..... | 61 |
| Quadro 4-3 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento utilizando menos pontos do ensaio de carga – Caso de obra 2..... | 62 |
| Quadro 4-4 – Resultados relativos à avaliação da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2 | 63 |
| Quadro 4-5 - Resultados relativos à avaliação da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados corrigidos de ensaios de campo SPT – Caso de obra 2..... | 66 |
| Quadro 5-1 – Dimensões das estacas analisadas | 71 |
| Quadro 5-2 – Patamares de carga e descarga estabelecidos para o ensaio | 74 |
| Quadro 5-3 – Previsão de carga segundo critérios de rotura definidos por Tomlinson (1981) | 75 |
| Quadro 5-4 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 3 | 76 |
| Quadro 5-5 - Valores de previsão da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3 | 77 |

Capítulo 1

Considerações iniciais

1.1 Introdução

A EN 1997-1 (2010) define capacidade resistente como a capacidade de um elemento ou de uma secção transversal de um elemento de uma estrutura para suportar acções sem sofrer rotura mecânica, por exemplo, capacidade resistente do terreno ao carregamento, capacidade resistente à flexão, capacidade resistente à encurvadura e capacidade resistente à tracção.

A avaliação da capacidade resistente de estacas isoladas em compressão tornou-se tema de estudo de diversos autores. Ao longo dos anos, muitos métodos foram propostos para diferentes tipos de estacas e diferentes tipos de solos. De acordo com Stephan (2000), além dos métodos dinâmicos, muitos foram definidos através da extrapolação de curvas carga vs assentamento obtidas em ensaios de carga e por métodos estáticos (teóricos e semi-empíricos).

A EN 1997-1 (2010) estabelece que o dimensionamento deve basear-se num dos seguintes procedimentos:

- a utilização de resultados de ensaios de carga estáticos;
- a utilização de métodos de cálculo empíricos ou analíticos;
- a utilização de resultados de carga dinâmicos;
- a consideração do comportamento observado de uma fundação por estacas comparável.

Relativamente aos estados limites a considerar, a EN 1997-1 (2010), para efeitos de projecto, considera:

1. perda de estabilidade global;
2. rotura da fundação por estacas por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à compressão das estacas;
3. rotura da fundação por levantamento global ou por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à tracção das estacas;
4. rotura do terreno devida a carregamento transversal da fundação por estacas;
5. rotura estrutural da estaca por compressão, tracção, flexão, encurvadura ou corte;
6. rotura conjunta do terreno e da fundação por estacas;
7. rotura conjunta do terreno e da estrutura;
8. assentamento excessivo;
9. empolamento excessivo;
10. deslocamento lateral excessivo;
11. vibrações inadmissíveis.

No âmbito do presente trabalho apenas interessam os estados limites 2, 5 e 8.

Tendo em conta as dificuldades associadas à caracterização dos maciços onde se inserem as fundações por estacas e a necessidade de introduzir reserva de segurança entre cargas últimas e cargas de serviço nas estacas, os ensaios de carga constituem a ferramenta mais adequada para avaliar sobre o adequado comportamento das estacas.

Contudo, o custo elevado e o tempo de execução conduzem, na prática, à inexistência ou a um número muito limitado de ensaios de carga por obra, gerando pouca representatividade e impossibilitando uma análise de base estatística satisfatória dos resultados. A sua utilização justifica-se, geralmente, apenas em obras importantes, onde se torna necessário a aferição do comportamento mecânico das estacas, quer em termos de resistência, quer em termos de assentamentos, seja para avaliar a adequação do método construtivo, determinar a resposta ao carregamento, tanto em termos de assentamento como de carga limite (última), ou permitir um juízo sobre o conjunto da fundação por estacas.

Há um consenso geral entre diferentes autores, tais como Santos (2008), de que os métodos estáticos semi-empíricos que se baseiam em ensaios de campo, destacando-se os ensaios SPT e CPT, são os mais utilizados. Segundo Martins (2002), os métodos que se baseiam em ensaios de campo têm a vantagem de serem de fácil aplicação prática, podem utilizar

directamente os resultados de ensaios de campo como o SPT e, estando baseados em ensaios experimentais em obras reais, podem ter em conta as alterações que os métodos de construção introduzem nas características mecânicas dos solos.

Por outro lado, e para obviar às desvantagens referidas no parágrafo anterior, é prática comum interromper os ensaios de carga para valores de 1.5 a 3 vezes a carga máxima de serviço prevista para as estacas durante a vida útil da obra, isto é, na generalidade dos casos, os ensaios não atingem a rotura mecânica das estacas (estados limites 2 e 5), permitindo apenas controlar, para as cargas de serviço previstas, a ordem de grandeza dos assentamentos (estado limite 8).

Acresce que, mesmo nos raros casos em que é possível dispor de curvas carga vs assentamento que aproximam ou atingem valores de colapso/ruína/rotura, também ainda, muitas vezes designados por valores últimos ou limite da estaca, a sua definição pode tornar-se um exercício complexo pois, em muitos casos, o andamento dessas mesas curvas não permite conclusões objectivas.

Note-se ainda que existem na bibliografia disponível inúmeros critérios classificados como critérios de rotura, cuja definição não tem associada uma definição clara do que está em causa: limitar assentamentos excessivos ou estabelecer valores máximos relativamente à capacidade resistente do terreno, assumindo-se que o controlo sobre a rotura estrutural da estaca pode ser feito por via simples, ou seja, limitando as tensões de compressão no fuste em função das características mecânicas do material que constitui as estacas.

Ao contrário do que estabelece a EN 1997-1 (2000) relativamente aos ensaios de carga para o dimensionamento de estacas à tracção, em que é considerado “Princípio”¹ a necessidade de levar os ensaios de carga até à rotura, verifica-se que, no que se refere aos ensaios em compressão, a norma é omissa.

Por outro lado, remetendo para o artigo “*Axial Pile Loading Test. Suggested Method*” publicado no *ASTM Geotechnical Testing Journal* em Junho de 1985 os procedimentos de carregamento nos ensaios de carga estáticos, a referida norma indica ainda, enquanto regra de aplicação que, no caso de estacas trabalhando à compressão e quando se torna difícil estabelecer um estado limite último a partir de um diagrama carga vs assentamento que apresente curvatura contínua, que pode adoptar-se como critério de “rotura” um assentamento da cabeça da estaca igual a 10% do diâmetro da base da estaca.

¹Disposição e/ou definição de carácter geral para o qual não é permitida alternativa.

É no contexto das questões levantadas neste parágrafo que o tema da presente dissertação se desenvolve nos capítulos que se seguem.

1.2 Objectivos

Face ao exposto anteriormente, e tendo por base um conjunto de resultados relativos a um conjunto de 10 ensaios de carga de estacas em compressão que não atingiram a rotura em 3 locais diferentes, envolvendo estacas de diâmetro 0,80 m, diferentes comprimentos e tecnologias de execução e terrenos com diferentes características geológico - geotécnicas, pretende-se:

- a. usar diferentes métodos de extrapolação sobre curvas carga vs assentamento que não atingiram a rotura para prever a capacidade resistente última das estacas ensaiadas;
- b. estimar a capacidade resistente última tendo por base ensaios de campo, SPT e CPT;
- c. avaliar, quando possível, a capacidade resistente última tendo por base critérios de rotura disponíveis na bibliografia;
- d. concluir acerca da validade dos resultados obtidos.

1.3 Metodologia

Os métodos de extrapolação usados são os de Brinch-Hansen (1963), Mazurkiewicz (1972), Butler e Hoy (1977), Chin (1971, 1978) e Décourt (1996). Face às curvas carga vs assentamento disponíveis foram considerados os pontos correspondentes, em cada nível de carregamento, à primeira carga, excepto quando os valores correspondentes a recarga(s) exibem valores de assentamento inferiores aos de primeira carga. Para o efeito, as respectivas propostas foram desenvolvidas em folha de cálculo Excel.

Para avaliar a capacidade resistente última, tendo por base ensaios de campo, usam-se os métodos de Meyerhof (1956, 1976), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Monteiro (2000), relativamente aos ensaios SPT, e os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Philipponnat (1980), relativamente aos ensaios CPT.

A avaliação da capacidade resistente última tendo por base diferentes critérios de rotura e curvas carga vs assentamento experimentais foi realizado com base na descrição de diferentes propostas apresentada por Tomlinson (1981).

As análises apresentadas no âmbito desta dissertação envolvem:

- 5 ensaios de carga (caso de obra 1 – Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo);
- 1 ensaio de carga (caso de obra 2 – Refinaria de Sines Artenius Mega PTA);
- 4 ensaios de carga (caso de obra 3 – Central de Ciclo Combinado do Pego).

1.4 Organização da dissertação

O presente capítulo inclui uma introdução sobre o assunto tratado no âmbito da dissertação, define os objectivos que se estabeleceram e a metodologia usada para concretizar esses mesmos objectivos.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica abordando os procedimentos de execução de ensaios de carga estáticos, os critérios de interpretação dos resultados obtidos durante esses mesmos ensaios, uma breve síntese acerca do procedimento de execução dos ensaios de campo SPT e CPT, alguns dos métodos de previsão/avaliação da capacidade resistente última tendo por base métodos de extrapolação e alguns métodos de avaliação da capacidade resistente última tendo por base os já referidos ensaios de campo.

Nos capítulos 3, 4 e 5, é feita uma descrição dos casos de obra onde foram construídas as estacas ensaiadas para aplicação das metodologias referidas no Capítulo 2. Além dos procedimentos de execução, apresentam-se a geometria e as características dos materiais das estacas (tipo de betão e armaduras) efectuadas para efeitos de ensaio e ainda o perfil estratigráfico dos terrenos atravessados. No entanto, em relação às características dos materiais das estacas efectuadas, apenas no caso de obra 1 foi disponibilizada essa informação. É feita ainda a descrição dos dispositivos utilizados nos ensaios de carga estáticos, dos planos de carga – descarga resultantes desses ensaios e por fim a apresentação/conclusão dos resultados obtidos tendo em conta ambas as vias: (1) previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura; (2) avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo.

As conclusões do trabalho bem como as sugestões para trabalhos futuros, são apresentados no Capítulo 6. As curvas carga vs assentamento obtidas pelos ensaios de carga estáticos e os cálculos efectuados pelos diferentes métodos de previsão e avaliação descritos no capítulo 2 são apresentados nos Anexos A, B e C, respectivamente para o caso de obra 1, 2 e 3. No Anexo D são apresentados os cálculos referentes à aplicação dos critérios de rotura de Tomlinson (1981).

Capítulo 2

Métodos para avaliação de capacidade resistente de estacas

2.1 Introdução

No âmbito do presente trabalho, a capacidade resistente última de uma estaca representa o valor de carga máxima que lhe pode ser aplicada sem que a mesma sofra rotura mecânica, isto é, corresponde à máxima resistência disponível do conjunto solo – estaca.

A carga estabelecida no projecto, pela qual a estaca é dimensionada, deve ser inferior à sua capacidade resistente última. Portanto, o desenvolvimento de soluções de fundações em estacas requer, geralmente, uma estimativa da capacidade resistente última, ainda que a ordem de grandeza dos assentamentos controle geralmente o nível de carregamento das estacas por razões associadas às estruturas a suportar.

Apresenta-se neste capítulo uma abordagem geral sobre ensaios de carga e ensaios de campo, enumerando os seus princípios de execução e os principais métodos de previsão/avaliação da capacidade resistente de estacas, por meio dos registos apresentados por ambos os tipos de ensaios.

Apresentam-se ainda critérios de rotura “estabelecidos” na bibliografia, ainda que nalguns casos não seja claro a que tipo de estado limite último as diferentes propostas dizem ou pretendem dizer respeito.

2.2 Fundações por estacas

Quando as fundações directas não são a escolha adequada para transmitir aos terrenos as acções pretendidas devido a condições geológicas e geotécnicas desfavoráveis do local, é habitual o recurso a fundações indirectas, também designadas por profundas. As estacas constituem o tipo mais habitual de fundação indirecta.

As estacas são importantes e comuns elementos de fundação, instalados no solo com a finalidade de transmitir as cargas de uma estrutura através de uma camada de solo de baixa resistência até uma camada de solo resistente, de forma a garantir o apoio adequado para a estrutura.

A resistência mobilizada pela estaca pode ser efectuada através de atrito e/ou aderência entre a sua superfície lateral e o solo envolvente e através da sua extremidade inferior. Tem – -se, então, uma parcela de resistência lateral e ainda outra de resistência por ponta.

Em função da ordem de grandeza das parcelas de resistência mobilizadas, as estacas podem ser classificadas em três tipos:

- estacas de ponta, em que a resistência por ponta mobilizada é muito superior à resistência lateral;
- estacas flutuantes, em que a resistência é garantida essencialmente pela mobilização da resistência lateral;
- estacas mistas, em que as duas parcelas mobilizáveis são da mesma ordem de grandeza.

De salientar que o primeiro tipo de estaca é geralmente definido quando a estaca é apoiada em maciço resistente, ao contrário das estacas flutuantes, em que a presença do maciço resistente situa-se a profundidade muito elevada, ou simplesmente não existe.

Segundo Varatojo (2005), o uso de estacas justifica-se sobretudo quando:

- o terreno mais superficial não apresenta capacidade resistente adequada para receber as cargas estruturais;
- os assentamentos estimados excedem os limites toleráveis para a estrutura;
- os assentamentos diferenciais devido à variabilidade das condições do terreno ou das cargas estruturais são excessivos;
- as cargas das estruturas são essencialmente horizontais ou de tracção;

- as escavações necessárias para executar a fundação directa em terreno adequado são difíceis ou financeiramente desinteressantes.

Segundo a EN 1997-1 (2010), as estacas podem ser classificadas em função do efeito que provocam no solo envolvente durante a sua execução, em três categorias:

1. cravadas;
2. instaladas com extracção do terreno²;
3. instaladas com recurso a trado contínuo.

Alguns autores definem apenas duas categorias, englobando as estacas construídas com recurso a trado contínuo na categoria de estacas instaladas com extracção do terreno.

2.3 Previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura

2.3.1 Ensaios de carga

Os ensaios de carga destacam-se por poderem assegurar um melhor desempenho dos elementos de fundação conforme previsto em projecto. Para o efeito devem ser realizados nas condições mais desfavoráveis dos terrenos de fundação previstos no local de obra e reproduzir os aspectos referentes, em particular, à geometria, técnica construtiva e tipo de carregamento previstos.

A complexidade dos mecanismos de transferência de carga das estacas aos terrenos de fundação, as alterações das condições iniciais causadas pela execução dos elementos de fundação e a heterogeneidade dos maciços terrosos, justificam a realização de ensaios de carga, assumindo-se assim, como a forma mais correcta, eficiente e confiável na avaliação das curvas carga vs assentamento e na previsão da capacidade resistente última das estacas. No entanto, e segundo Salgado e Lee (1999), não existe nenhum critério que possa definir claramente a carga de rotura de uma estaca com base num ensaio de carga. Embora vários métodos tenham sido propostos, verifica-se que produzem uma gama muito ampla de resultados/estimativas.

Podem ser realizados sobre um elemento estrutural de fundação (estaca) que irá fazer parte da obra a executar, ou sobre um elemento executado especialmente para ser testado, geralmente denominada “estaca de ensaio”.

²Até aqui habitualmente designadas por moldadas na terminologia portuguesa.

A realização de ensaios de carga em verdadeira grandeza pode justificar-se por diferentes razões. Poulos e Davis (1980) definem as seguintes:

- a. verificação para que a rotura não seja atingida antes do valor da carga máxima previamente definida para o ensaio. O coeficiente de majoração é geralmente uma vez e meia a duas vezes a carga máxima de serviço da(s) estaca(s);
- b. validar a ordem de grandeza da capacidade resistente da(s) estaca(s) face a estimativas baseadas em análises teóricas estáticas ou dinâmicas, ou obter a caracterização dos terrenos por retro - análises, as quais permitirão fundamentar o projecto de outras estacas;
- c. avaliar o comportamento carga/deformação da(s) estaca(s), particularmente para valores de carregamento que aproximam a carga máxima de serviço;
- d. confirmar a integridade da(s) estaca(s).

De acordo com a EN 1997-1 (2010), os ensaios de carga podem utilizar-se para:

- avaliar a adequação do método construtivo;
- determinar a resposta ao carregamento de uma estaca representativa e do terreno circundante, tanto em termos de assentamento como de carga limite;
- permitir o julgamento sobre o conjunto da fundação por estacas.

Como principais motivos de execução, Albuquerque (2001) refere:

- segurança contra a rotura para certa carga de serviço;
- análise da integridade estrutural do elemento de fundação;
- definição da carga de rotura;
- obtenção do comportamento carga vs assentamento.

No entanto, nem sempre os ensaios de carga em estacas permitem fazer uma estimativa clara da carga de rotura. Abreu (2002) cita três situações:

- i. a carga aplicada não é suficiente para provocar a rotura e os assentamentos não são “consideráveis” (NBR 6122); neste caso a carga de rotura pode ser obtida pela extrapolação da curva carga vs assentamento, através de algum método geralmente utilizado na prática de engenharia;
- ii. a carga aplicada é suficiente para provocar a rotura mecânica da estaca e a curva carga vs assentamento define claramente a carga de rotura através de um patamar correspondente a uma carga de pico;
- iii. a carga aplicada é suficiente para provocar a rotura da estaca mas a curva carga vs assentamento apresenta um crescimento do assentamento com a carga, sem

caracterizar claramente o valor da carga de rotura. Neste caso, a carga de rotura poderá também ser definida através de algum critério utilizado rotineiramente na prática.

A situação da alínea i. foi a situação observada em todos os casos de obra analisados no presente estudo.

Em relação aos tipos de ensaios de carga, existem dois distintos: o ensaio de carga estático, que consiste na aplicação de uma carga estática directamente na estaca de teste, registando-se, pelo menos, a carga aplicada e os assentamentos na cabeça da estaca, e os ensaios de carga dinâmicos de impacto (pancada de pilão com medição da deformação e da aceleração em função do tempo durante a ocorrência de impacto), considerando-se ainda que, no caso de estacas cravadas, o próprio processo executivo pode ainda conduzir a estimativas da capacidade resistente última através de fórmulas de cravação ou de análises baseadas na propagação de ondas.

2.3.2 Ensaio de carga estático

Segundo Cernica (1995), o método mais adequado para a determinação da capacidade resistente última de uma estaca é submeter esse mesmo elemento estrutural a um ensaio de carga estático. A carga estática é aplicada directamente na estaca de teste em sucessivos estágios, até um determinado nível de carregamento, registando-se, através de medidores mecânicos, os assentamentos provocados na cabeça da mesma, além, eventualmente, de outras grandezas.

Niyama et al (1996) afirma que os ensaios de carga estáticos são caracterizados como um ensaio do tipo “tensão vs deformação”, utilizado na verificação de desempenho do elemento de fundação em relação à rotura e aos assentamentos, com a grande vantagem de considerar a interacção solo - estaca, já que o conjunto solo – estaca pode sofrer alterações influenciadas pelos trabalhos de infra-estruturas da obra, pela execução das fundações e outros factores.

Os ensaios de carga estáticos permitem recolher informação relativa à avaliação da capacidade resistente última, analisar curvas carga vs assentamento, e avaliar os assentamentos associados às cargas aplicadas, para além de outros resultados importantes, como a distribuição da resistência lateral mobilizada ao longo do fuste e a resistência de ponta mobilizada na extremidade inferior, as quais podem ser identificadas através de ensaios de carga estáticos, desde que as estacas sejam devidamente instrumentadas para o efeito.

As questões básicas que envolvem um ensaio de carga estático encontram-se no número de ensaios a realizar, na escolha do sistema de reacção, no tipo de carregamento.

Para definir o número de ensaios de carga adequados para um determinado projecto de fundações deve avaliar-se: a variabilidade dos terrenos de fundação (em planta e profundidade), as experiências documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes, o número total de estacas e os diferentes tipos de fundação a dimensionar.

De acordo com Cernica (1995), a maneira pela qual a carga é aplicada à estaca, pode ser definida a partir de procedimentos publicados em normas do tipo ASTM (por exemplo ASTM D1143-74). A maioria das normas fornece as seguintes directrizes gerais:

1. a carga deve ser aplicada em incrementos de 20 a 25% da carga máxima de projecto. Esses incrementos são aplicados tanto em intervalos de tempo específicos, ou depois de um determinado valor de assentamento ser observado, usualmente menos de meio milímetro por hora;
2. o nível de carregamento é geralmente o dobro da carga máxima de projecto (200% da carga de projecto). Por vezes, no segundo ciclo de carga, verifica-se que a estaca tende a colapsar após ter resistido a 200% da carga de projecto num primeiro ciclo;
3. a carga real a ser utilizada para fins de projecto é geralmente 50% da carga que provoca valores de assentamento normalmente não superiores a 25 mm.

No que respeita ao número de patamares de carga, à sua duração e aos ciclos de carga e descarga, a EN 1997-1 (2010) remete para o artigo "*Axial Pile Loading Test. Suggested Method*" publicado pelo *ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing* em 1985 os respectivos procedimentos, considerando que estes devem ser tais que permitam obter conclusões acerca do comportamento em termos de deformação, fluência e descarga da fundação por estacas a partir das medições efectuadas.

No caso de estacas experimentais, o carregamento deve ser tal que permita estabelecer conclusões sobre a carga última de rotura.

No entanto, e segundo Poulos e Davis (1980), se certos factores relevantes forem ignorados, não deve assumir-se que os resultados obtidos são inquestionavelmente correctos. São alguns desses factores:

- entre o tempo de instalação e o tempo de carregamento deve haver um compasso de espera. Esse período permite ao terreno recuperar a energia dissipada durante a operação de instalação do ensaio. No caso de estacas de betão betonadas *in situ*, para o desenvolvimento da resistência do material é necessário também um tempo mínimo;

- a localização específica para a instalação e subsequente ensaio de carga da estaca deve ser representativo do local. É prática comum por parte dos engenheiros seleccionarem as condições do local mais desfavorável, efectuando assim uma ou mais instalações conservadoras;
- as características da estaca de teste, tal como o comprimento, o diâmetro e o método de instalação, deve ser o mais próximo possível das estacas que irão ser instaladas após os resultados do ensaio assim o permitirem;
- as estacas em solos granulares e solos coesivos são frequentemente testadas após um específico período de tempo depois da instalação dos equipamentos de ensaio. Esse período de tempo permite dissipar os excessos de pressão intersticial provocados no terreno durante a execução das estacas a ensaiar. No caso de solos granulares as estacas são habitualmente testadas após 24 a 48 horas sendo, em solos coesivos, após 30 a 90 dias. Porém, no caso de estacas em solos granulares, Samson e Authier (1986) mostraram que pode ocorrer um ganho de capacidade até 70% se os ensaios de carga forem realizados depois de duas a três semanas após a instalação dos equipamentos de ensaio.

Apesar de se poderem realizar ensaios de estacas com outros tipos de carregamentos (carregamentos horizontais e de tracção, por exemplo), os ensaios de compressão axial são os mais comuns. No âmbito do presente trabalho, as análises efectuadas recaem apenas sobre ensaios de compressão axial.

2.3.2.1 Sistemas de reacção

Os sistemas de reacção devem permitir aplicar os carregamentos previstos de acordo com os respectivos planos de carga estabelecidos nos correspondentes cadernos de encargo.

Segundo Poulos e Davis (1980), existem basicamente quatro sistemas de reacção para aplicação de cargas em ensaios de carga axiais de compressão, sendo eles:

1. é construída uma caixa ou plataforma sobre a cabeça da estaca, sobre a qual são colocados pesos conhecidos;
2. é construída uma estrutura sobre a estaca assente em apoios temporários, a qual é carregada com pesos. O êmbolo do macaco hidráulico colocado sobre a cabeça da estaca vai suportar a carga total, igual ao peso da estrutura e da carga que sobre esta é colocada. É recomendado que os apoios temporários devem estar afastados pelo menos 1,3 metros da estaca, por forma a não afectar a resposta da estaca de ensaio, Figura 2-1;
3. são construídas estacas de reacção capazes de trabalhar em tracção, vizinhas da estaca a ensaiar, solidarizadas entre si e a estaca de ensaio através de uma estrutura metálica rígida. Um macaco hidráulico instalado na cabeça da estaca de ensaio aplica

a carga e obtém reacção contra a parte inferior da estrutura metálica. É recomendado que as estacas de reacção devem estar afastadas cerca de três diâmetros da estaca de ensaio e entre si, e nunca menos de 1,5 metros, por forma a minimizar efeitos de interacção. O conjunto constituído pela estaca de teste, macaco hidráulico e sistema de reacção deve ser projectado e montado de modo a garantir que a carga aplicada actue na direcção desejada, sem originar excentricidades no carregamento axial. Na Figura 2-2, apresenta-se um esquema representativo do sistema de reacção referido;

4. são executadas ancoragens no terreno, as quais transferem as cargas para estratos subjacentes mais resistentes. Como a parte superior dos cabos das ancoragens não transferem cargas para terrenos (zona do comprimento livre), as ancoragens podem ser executadas mais próximas da estaca de ensaio do que as estacas de reacção referidas no item anterior (ver Figura 3-5 relativa ao caso de obra 1).

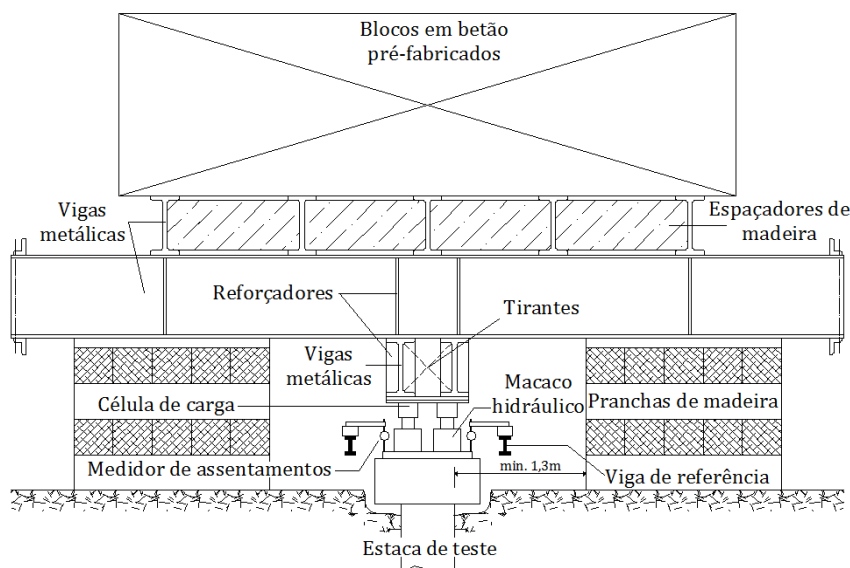


Figura 2-1 – Sistema de reacção constituído por uma estrutura assente em apoios temporários sobre a estaca

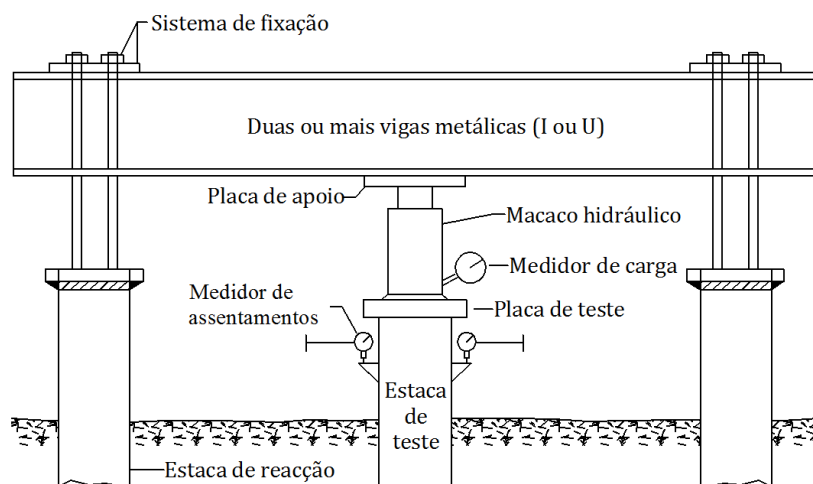


Figura 2-2 – Sistema de reacção constituído por estacas em tracção

2.3.2.2 Instrumentação

Tendo em conta o tema da dissertação que se apresenta, apenas interessa conhecer registos experimentais dos ensaios de carga no que se refere a assentamentos da cabeça das estacas ensaiadas e as cargas aplicadas no decorrer dos ensaios.

Para o efeito, basta usar nivelamento topográfico referenciado à cabeça da estaca de ensaio ou deflectómetros e controlar os níveis de pressão nos macacos hidráulicos ou os níveis de carga nas ancoragens, ao longo do tempo.

No decorrer dos ensaios, pode ainda, para melhorar o controlo sobre as condições de realização daqueles, colocaram-se deflectómetros e/ou clinómetros sobre a cabeça ou maciço de encabeçamento executados sobre estas (sem contacto com o terreno) para confirmar que os carregamentos, no decurso dos ensaios, são aplicados sem excentricidade, isto é, que os carregamentos são efectivamente axiais, sem induzir flexão composta ou desviada no fuste das estacas.

Contudo, desde que as estacas sejam devidamente instrumentadas, os ensaios de carga estáticos permitem também conhecer a evolução das transferências de carga entre as estacas e os terrenos envolventes.

Para este efeito são habitualmente usados extensómetros. Estes são colocados em secções da estaca previamente definidas ao longo do fuste, permitindo quantificar as deformações/extensões sofridas por essas secções devido ao carregamento, e ainda, a determinação da distribuição da carga axial ao longo do fuste da estaca, isto é, o modo como se processa a transferência de carga da estaca para o solo.

Os extensómetros podem ser fixos ou amovíveis, sendo os primeiros solidarizados à armadura longitudinal antes da betonagem da estaca e os segundos instalados no interior de tubos metálicos previamente colocados na estaca antes da betonagem. No caso de estacas metálicas, os extensómetros são solidarizados à própria estaca.

Para controlo da existência de deslocamentos horizontais ao longo do fuste das estacas originados por carregamentos eventualmente excêntricos, também é possível recorrer à instalação de inclinómetros no interior das estacas, antes da betonagem das mesmas.

2.3.2.3 Tipos de ensaios de carga estáticos

Segundo Tomlinson e Boorman (2001), podem ser realizados em estacas dois tipos de ensaios de carga estáticos: ensaios com patamares de carga crescentes (*Maintained Loading*

Test – MLT) e ensaios com taxa de penetração constante (*Constant Rate of Penetration Test - CRP*) desenvolvido pelo *Building Research Establishment*.

Os procedimentos para a realização destes tipos de ensaio foram apresentados nas normas ASTM D-1143 (*Standard test method for piles under axial compressive load*) e ASTM D-3689 (*Standard method of testing individual piles under static axial tensile load*), ainda que outras normas posteriores tratem, com algumas alterações, o mesmo tipo de ensaios, particularmente no que se refere aos ensaios MLT.

As descrições apresentadas a seguir são genericamente aplicáveis a ensaios de compressão e de tracção.

1. Ensaio com patamares de carga crescente (MLT)

Este tipo de procedimento é o mais habitual, sendo que os casos de obra analisados nos capítulos seguintes, no âmbito do presente estudo, adoptaram este tipo de ensaio.

O procedimento geral consiste em aplicar uma carga em incrementos sucessivos, mantendo-a constante em cada fase. A aplicação da carga é interrompida após ter sido atingida entre 1.5 a 3 vezes a carga máxima de serviço, ou quando o valor do assentamento resultante exceder um determinado valor limite. Cooling e Packshaw (1950) adoptaram como valor não ultrapassável, cerca de 0.305 mm/h para o assentamento resultante.

Existem diversos procedimentos publicados que adoptam diferentes limites em termos de carga, assentamento e de tempo. A EN 1997-1 (2010) recomenda o procedimento publicado no *ASTM Geotechnical Testing Journal* em Junho de 1985: *Axial Pile Loading Test, Suggested Method*. Este procedimento é geralmente seguido na prática europeia, e consiste em:

- i. a aplicação da carga deve ser efectuada em 8 incrementos sucessivos numa primeira fase até ser atingida a carga máxima. Para cada nível de carga, esta deve ser mantida até a taxa de assentamento ser inferior a 0.25 mm/h, mas não mais do que 2 horas;
- ii. caso tenha sido atingido a rotura, o ensaio deve prosseguir até se atingir um assentamento igual a 15% do diâmetro da estaca. Caso não tenha sido atingida a rotura, a carga total deve ser mantida durante 24 horas e os assentamentos devem ser registados em intervalos não superiores a 12 horas;
- iii. a estaca de teste deve ser descarregada em quatro decréscimos iguais em intervalos de uma hora, até que toda a carga seja removida;
- iv. após o primeiro ciclo carga/descarga sem rotura, a estaca é recarregada num segundo ciclo até duas vezes a carga de serviço em 4 incrementos iguais, com um intervalo de 20 minutos cada. De seguida, e ainda em intervalos de 20 minutos, aplicam-se incrementos de carga iguais a 10% da carga de serviço até se atingir a carga máxima prevista ou a carga de rotura;

- v. se não ocorrer a rotura da estaca durante o segundo ciclo carga vs descarga, a carga estabelecida deve ser mantida durante duas horas, sendo descarregada em 4 decréscimos iguais em intervalos de 20 minutos;
- vi. as leituras dos valores do assentamento devem ser efectuadas imediatamente antes, e após cada incremento de carga ou de descarga.

De acordo com as constatações teóricas, Poulos e Davis (1980) sugerem que um intervalo de tempo de 2 horas é, em princípio, adequado para assegurar que ocorrem os assentamentos por consolidação, na medida em que a generalidade dos assentamentos totais se devem a assentamentos imediatos, pelo menos para níveis de carga afastados da carga de rotura da estaca.

Na Figura 2-3 reproduzem-se resultados típicos de ensaios MLT, de acordo com Tomlinson e Boorman (2001).

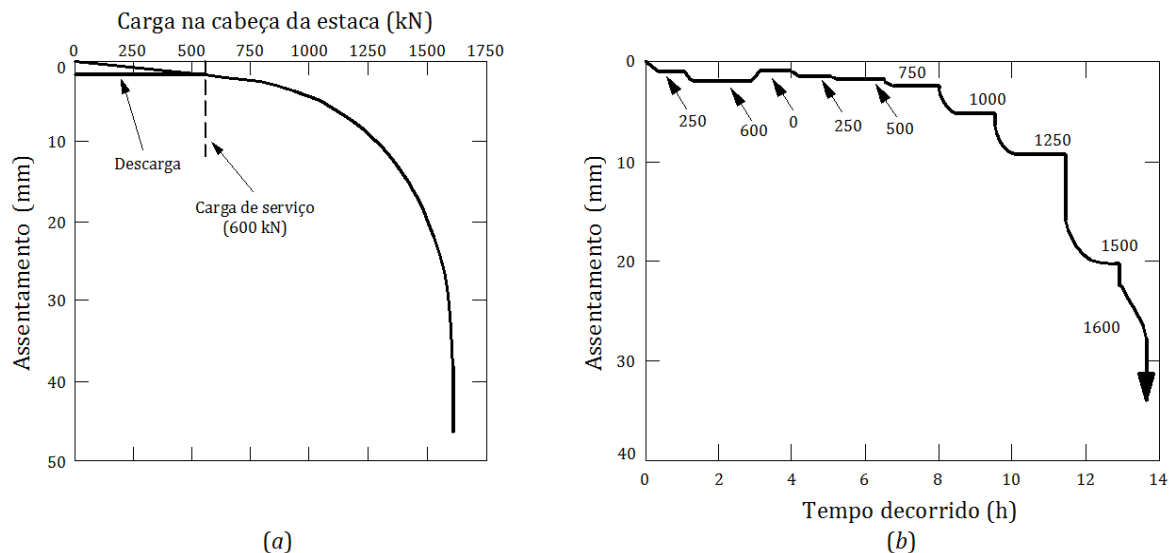


Figura 2-3 – Resultados típicos de um ensaio MLT, Tomlinson e Boorman (2001). (a) Curva carga vs assentamento; (b) Curva carga, tempo vs assentamento

Nos casos de obra utilizados no presente estudo, em que os ensaios adoptados são do tipo MLT, é possível verificar casos reais de procedimentos tipo relativos à execução deste tipo de ensaios.

2. Ensaios com taxa de penetração constante (CRP)

Neste tipo de ensaios, a carga aplicada na cabeça da estaca é medida continuamente, de modo a que a penetração da estaca no solo seja efectuada a uma velocidade constante, desde a sua posição inicial. A aplicação da carga é efectuada através de um macaco hidráulico e o assentamento da cabeça da estaca é medido a partir de um deflectómetro instalado numa viga de referência.

No decurso do ensaio, as velocidades habituais de penetração são de 0.25 a 1.25 mm/min e de 0.75 a 2.5 mm/min, respectivamente em solos coerentes e incoerentes.

Os resultados experimentais são expressos geralmente na forma gráfica, em que o eixo das ordenadas representa os valores da carga aplicada (kN) e o eixo das abcissas representa os valores da penetração (mm). Para o caso de estacas flutuantes, a curva estabelecida será semelhante à curva indicada na Figura 2-4a, sendo a curva representada na Figura 2-4b correspondente ao caso de uma estaca de ponta.

Os pontos A definidos na Figura 2-4 representam a carga de rotura para ambos os casos. As curvas apresentam uma fase inicial recta ou quase recta e mostram um aumento elevado da carga com o aumento da penetração. Os pontos A indicados correspondem ao início de novo troço recto.

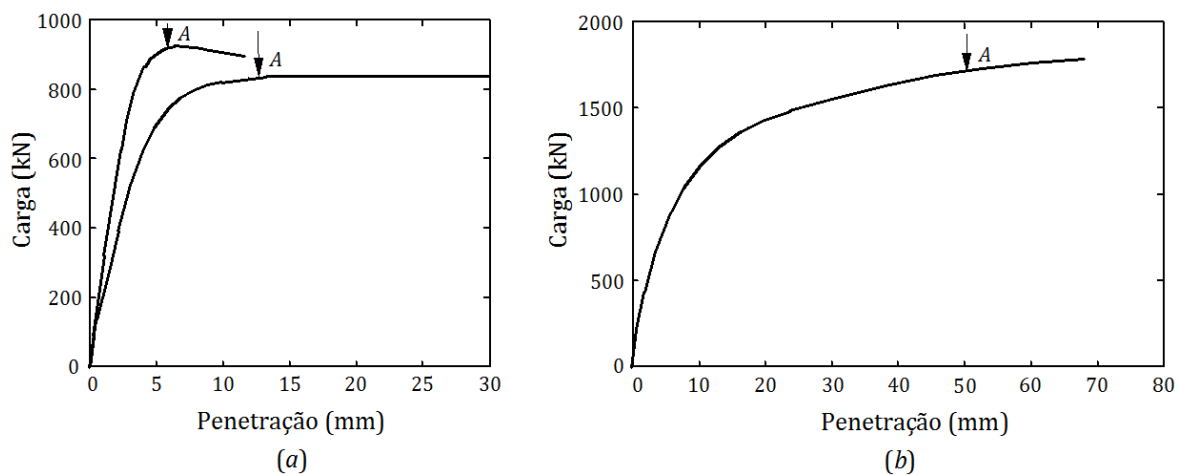


Figura 2-4 – Resultados de ensaio CRP: (a) estacas flutuantes; (b) estacas de ponta segundo Whitaker (1970)

A identificação do ponto A é, por vezes, difícil na prática. Whitaker (1970) sugere que é geralmente satisfatório indicar a carga última, como sendo a carga necessária para obter uma penetração de 10% do diâmetro das estacas.

Este tipo de ensaio tem a vantagem de poder ser executado de forma expedita, sendo contudo pouco representativo relativamente às condições de instalação da generalidade dos processos executivos de estacas habituais hoje em dia.

2.3.3 Interpretação de resultados de ensaios de carga estáticos

A definição de capacidade resistente última/carga de rotura/colapso/limite/última pode ser interpretada de várias maneiras. No âmbito da Mecânica dos Solos, não há dúvidas que,

teoricamente, a rotura ocorre quando a estaca penetra no terreno com um acréscimo infinitesimal da carga axial aplicada. Contudo, e de um ponto de vista da estrutura suportada, a estaca colapsa quando os assentamentos atingem níveis inaceitáveis para aquelas (distorções e fendilhação inaceitáveis), inviabilizando as condições de utilização dessas mesmas estruturas.

Tomlinson (1981) apresenta 8 critérios recolhidos na bibliografia com o objectivo de avaliar a carga última de estacas sendo que, não esclarece, relativamente a cada um, qual a hipótese que o fundamenta: definir a carga que melhor aproxima a carga de colapso da estaca ou que, de acordo com as condições necessárias a um aceitável comportamento das estruturas suportadas, melhor se ajusta a comportamentos aceitáveis. A análise dos critérios é efectuada com base na Figura 2-5, sendo o valor por eles determinado como a:

1. carga na qual os assentamentos continuam a aumentar, sem qualquer aumento da carga aplicada, Ponto A;
2. carga que provoca um assentamento total ("gross") de 10% do diâmetro da estaca, Ponto B;
3. carga que provoca um aumento desproporcional do assentamento total ("gross") em relação ao aumento da carga aplicada, Ponto C;
4. carga que provoca um aumento do assentamento efectivo ("net") desproporcional em relação ao aumento da carga aplicada, Ponto D;
5. carga que provoca a cedência plástica ou um assentamento efectivo ("net") de 6 mm (0,25 polegadas), Ponto E;
6. carga definida pela intersecção de duas linhas tangentes. A primeira traçada a partir da zona linear inicial da curva de assentamento total ("gross"), e a segunda a partir da zona mais inclinada da mesma curva, Ponto F;
7. carga em que a inclinação do assentamento efectivo ("net") é igual a 0.25 mm por 10 kN (0,10 polegadas por ton) da carga de ensaio;
8. metade da carga em que, quando mantida durante 24 horas, o assentamento efectivo ("net") após a remoção da carga não excede 0.25 mm por 10 kN da carga de ensaio (0,10 polegadas por ton).

Tomlinson (1981) apresenta ainda algumas curvas tipo carga vs assentamento que permitem também ajuizar sobre as respectivas condições de integridade e que se reproduzem na Figura 2-6.

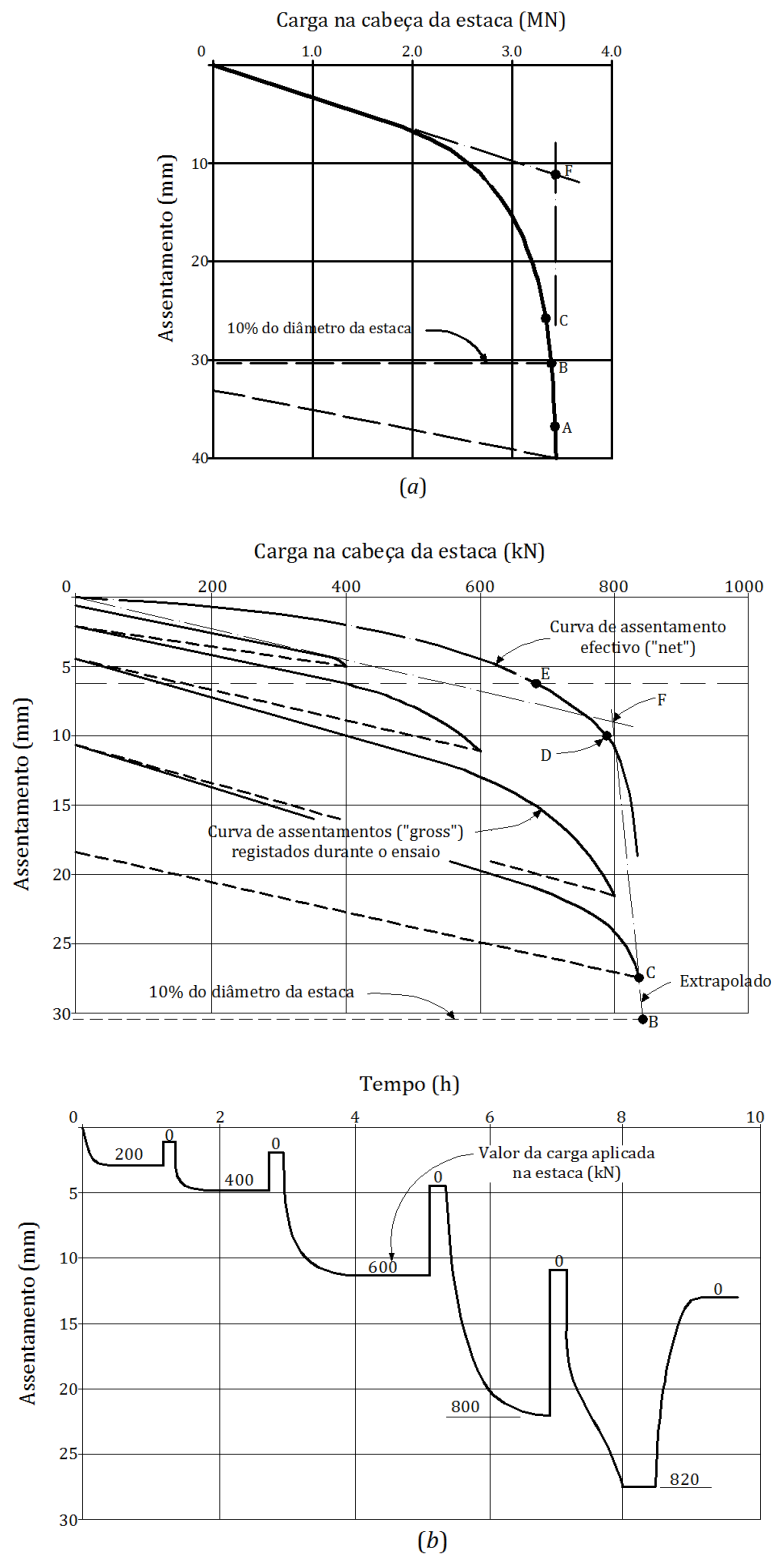


Figura 2-5 - Resultados de ensaios de compressão axial: (a) Curva carga vs assentamento (ensaio CRP) para estaca em areia densa; (b) Curvas carga vs assentamento e tempo vs assentamento (ensaio MLT) para estaca em argila rija (Tomlinson, 1981)

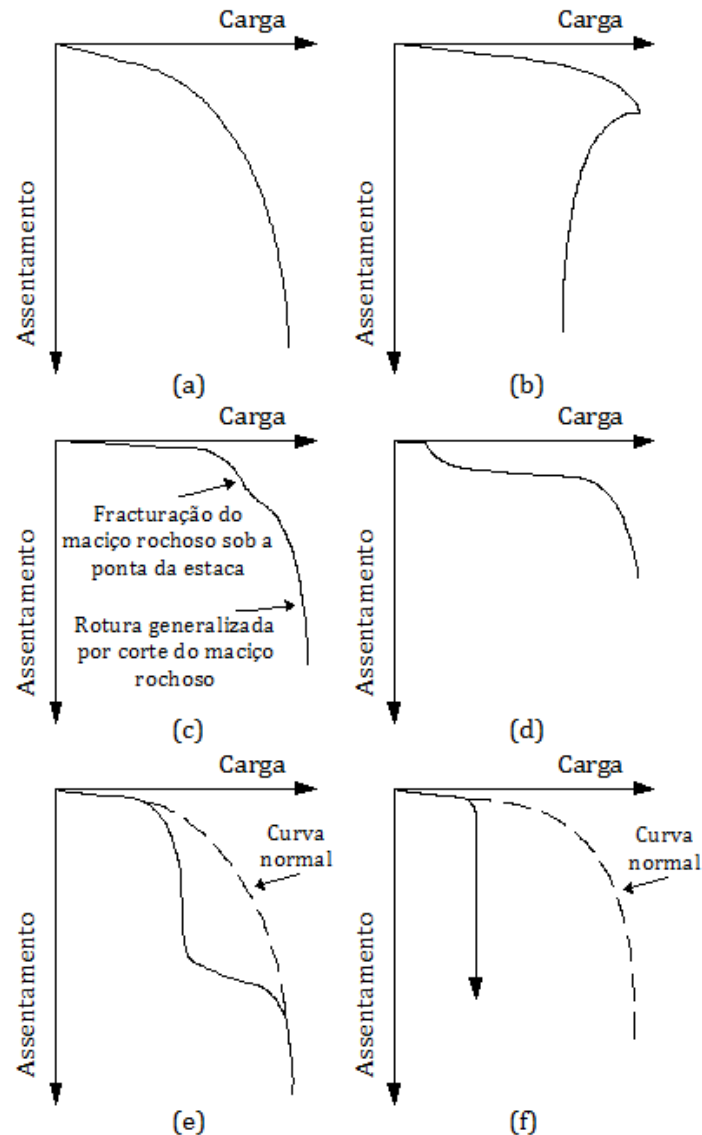


Figura 2-6 - Curvas carga vs assentamento típicas obtidas em ensaios de carga de estacas em compressão; (a) estaca flutuante em argilas moles a médias ou areias soltas; (b) estaca flutuante em argila rija; (c) estaca de ponta em rocha branda porosa; (d) estaca que sofreu levantamento devido a empolamento do terreno e subsequente assentamento em maciço rochoso devido às cargas aplicadas no ensaio; (e) estaca que rompeu por corte no decorrer do ensaio por ter sido executada com betão de qualidade inferior à prevista; (f) situação em que é excedida a resistência à compressão do betão de fraca resistência do fuste da estaca

Ainda no âmbito da aplicação dos critérios de rotura acima descritos, e segundo Cernica (1995), a curva carga vs assentamento efectivo ("net") é definida com base no procedimento representado na Figura 2-7. A Figura 2-7a mostra o carregamento em função dos assentamentos totais ("gross"), neste caso com incrementos de carga de 20% e descarga em cinco etapas. A Figura 2-7b mostra a curva designada, segundo o autor, como assentamento efectivo ("net") para as mesmas cargas. Para um determinado ponto, como o ponto 1, o

assentamento efectivo (“net”) é igual ao assentamento total (“gross”, δ_g) menos a recuperação elástica (δ_e), verificada na descarga.

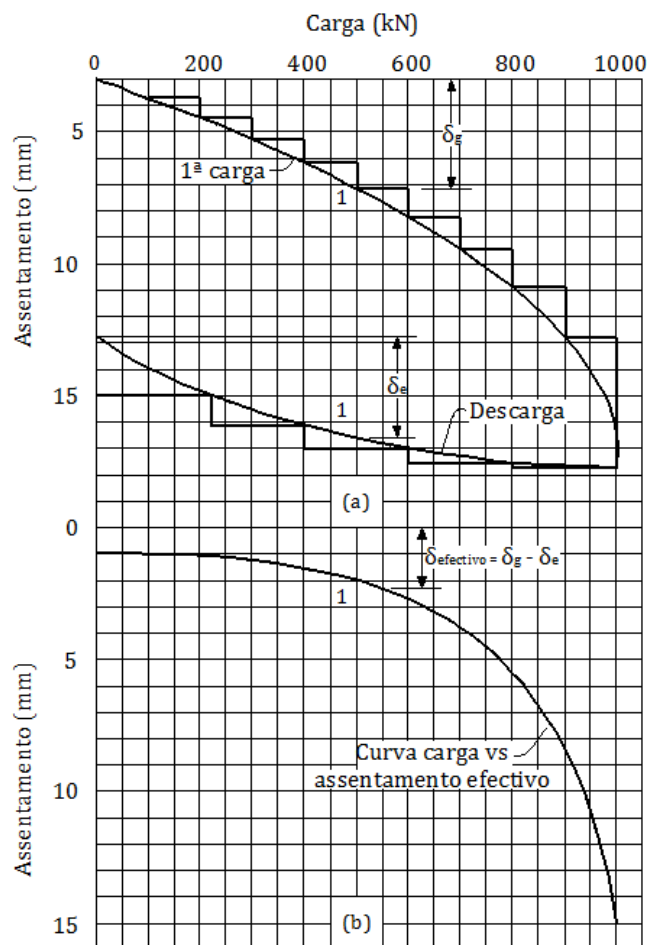


Figura 2-7 – Típica relação carga vs assentamento. (a) Assentamento total; (b) Assentamento efectivo (Cernica, 1995)

O assentamento efectivo (“net”) é obtido, para o mesmo nível de carregamento, por $\delta_g - \delta_e$.

No Anexo D deste trabalho apresenta-se, relativamente aos 10 ensaios de carga incluídos nos 3 casos de obra estudados, e sempre que possível, uma estimativa da capacidade resistente última tendo por base as curvas carga vs assentamento correspondentes.

2.3.4 Métodos de previsão de capacidade resistente última através da curva carga vs assentamento

2.3.4.1 Método de Brinch-Hansen (1963)

Brinch-Hansen (1963) define que, para valores finitos de assentamento, a carga última pode ser calculada pela equação

$$Q = \frac{\sqrt{s}}{\alpha + \beta s} \quad (2.1)$$

onde:

- Q é a carga vertical aplicada durante o ensaio $[F]$;
- s é o assentamento medido durante o ensaio devido à aplicação de carga $[L]$.

A carga última é então definida como a carga em que, para um assentamento igual a $s_u/4$ se obtém $0,8 \times Q_u$, ou seja, a carga última é a carga que corresponde a 4 vezes o assentamento medido para 80% dessa carga. Na Figura 2-8 apresenta-se graficamente a utilização genérica do método.

Segundo este método, o valor máximo da carga pode então ser obtido derivando a equação 2.1 em relação à variável s , determinando-se

$$Q_u = \frac{1}{2\sqrt{\alpha\beta}} \quad e \quad s_u = \frac{\alpha}{\beta} \quad (2.2)$$

sendo que:

$$s = \frac{1}{4}s_u = \frac{\alpha}{4\beta} \Rightarrow Q = \frac{0,40}{\sqrt{\alpha\beta}} = 0,80 \cdot Q_u \quad (2.3)$$

Os valores dos parâmetros α e β são obtidos por regressão linear, reescrevendo a equação 2.1. Os valores na ordenada são representados por \sqrt{s}/Q , sendo os valores na abcissa representados pela variável s

$$\frac{\sqrt{s}}{Q} = \beta s + \alpha \quad (2.4)$$

É importante salientar que este tipo de análise é muito sensível a imprecisões dos valores medidos em campo e, como tal, torna-se necessário verificar se o ponto definido pelas coordenadas descritas na equação 2.3 pertence à curva carga vs assentamento prevista, isto é, se esse ponto pertence ao intervalo seleccionado em cada regressão linear.

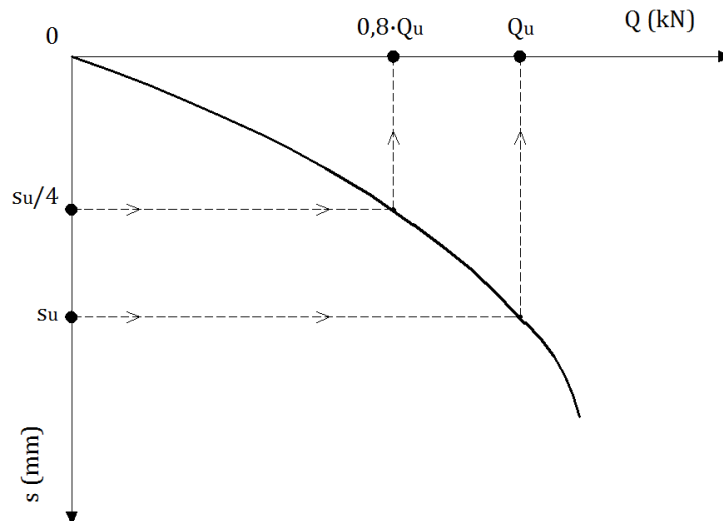


Figura 2-8 - Definição de carga última segundo Brinch-Hansen (1963)

2.3.4.2 Método de Mazurkiewicz (1972)

Mazurkiewicz (1972) citado por Velloso (1985), propõe um método que permite avaliar a carga última através do seguinte procedimento (Figura 2-9):

1. após a definição da curva carga vs assentamento, dividir em intervalos iguais (arbitrários) o eixo dos assentamentos, e fazer corresponder, através da curva definida, cada assentamento à carga respectiva;
2. a partir da intersecção da linha proveniente da curva com o eixo das cargas, traçar uma linha a 45° de modo a intersectar a próxima linha proveniente da curva;
3. dessas intersecções irá resultar uma linha recta, em que o valor da carga última se obtém através da intersecção dessa mesma linha com o eixo da carga.

Este método é baseado no pressuposto de que a curva carga vs assentamento é parabólica, após um primeiro trecho recto.

2.3.4.3 Método de Butler e Hoy (1977)

O método de Butler e Hoy (1977), adoptado pelo Corps of Engineers, define a carga última do seguinte modo e pela seguinte ordem:

1. desenhar uma linha tangente ao trecho inicial da curva carga vs assentamento;
2. desenhar uma linha tangente com uma inclinação de $0,14 \text{ mm/kN}$ ao trecho final da curva carga vs assentamento;

3. o ponto de intersecção das linhas referidas no ponto 2 e 3, representa o valor da carga última da estaca.

Na Figura 2-10 é descrito graficamente um exemplo do processo acima descrito.

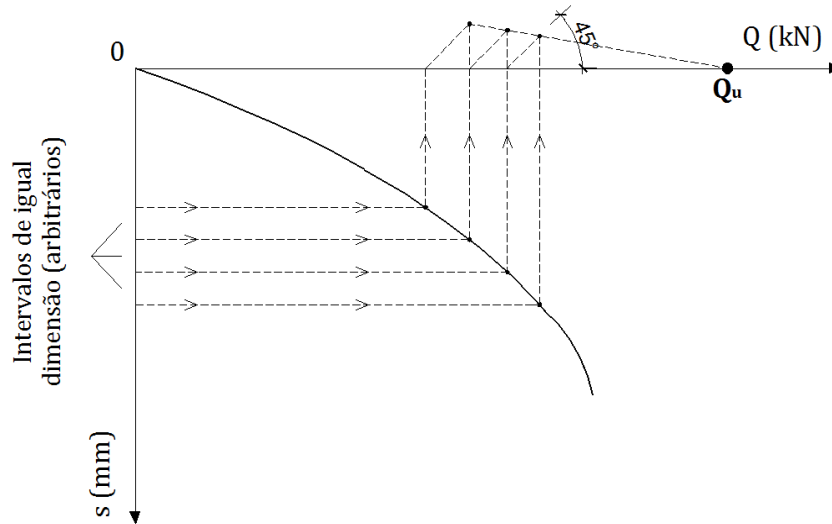


Figura 2-9 - Definição de carga última segundo Mazurkiewicz (1972) citado por Velloso (1985)

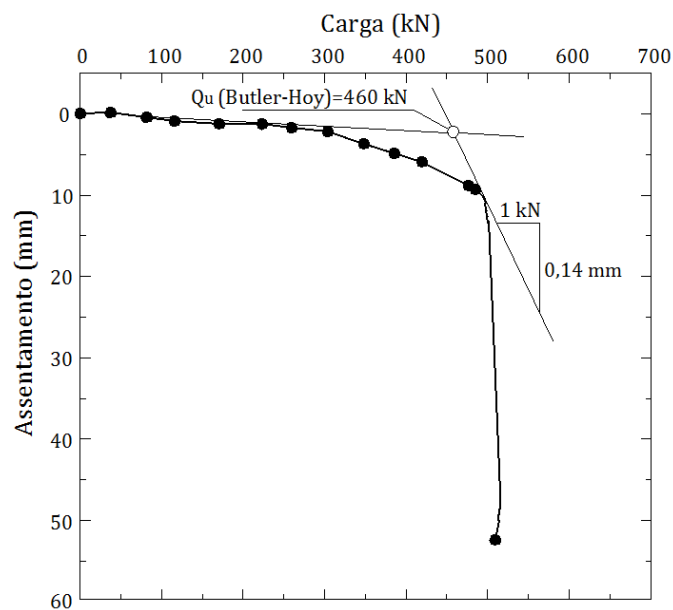


Figura 2-10 - Método de Butler e Hoy (1977) citado por Abu-Farsakh e Titi (1999)

2.3.4.4 Método de Chin (1971, 1978)

Geralmente, quando uma carga é aplicada na cabeça de uma estaca, a compressão elástica do material da estaca é relativamente pequena quando comparada com a deformação do solo.

Consequentemente, Chin (1971) considerou que a relação entre o assentamento e a carga na cabeça da estaca pode ser descrita por uma função hiperbólica, como mostra a equação 2.5.

$$\frac{s}{Q} = \alpha + \beta s \quad (2.5)$$

O valor da carga última neste caso é obtido por

$$Q_u = \frac{1}{\beta} \quad \text{para} \quad s \rightarrow \infty \quad (2.6)$$

À semelhança do método de Brinch – Hansen (1963), também neste caso os parâmetros α e β são obtidos por regressão linear através da equação 2.5.

Chin (1978), numa tentativa de identificar as parcelas de resistência de ponta e do fuste da estaca, sugeriu que nas situações onde apenas uma recta é bem ajustada pela equação 2.5. então a carga última, $Q_u = 1/\beta$, é relativa a uma estaca que se comporta predominantemente de ponta. Quando dois segmentos de recta forem mais adequados, em função dos dados de campo, o primeiro com inclinação β_1 e o segundo com inclinação $\beta_2 < \beta_1$, então, de acordo com Chin (1978), as seguintes conclusões sobre parcelas da carga última podem ser feitas

$$Q_u^{fuste} = \frac{1}{\beta_1} \text{ e } Q_u^{total} = \frac{1}{\beta_2} \quad (2.7)$$

O método permite ainda avaliar possíveis danos à integridade estrutural da estaca durante a sua instalação. Essa avaliação é efectuada através de discrepâncias que possam ocorrer nos valores esperados pelo modelo (por exemplo, quando $\beta_2 > \beta_1$, ou seja, na impossibilidade mecânica pela qual $Q_u^{fuste} > Q_u^{total}$). No entanto, e visto que erros nos registos de campo podem ocorrer e, principalmente, a formulação hiperbólica pode ser inadequada para extrapolação da curva carga vs assentamento do ensaio de carga, a avaliação de possíveis danos no elemento estrutural torna-se difícil de avaliar.

Segundo Salgado e Lee (1999), o método de Chin (1971,1978) pode no entanto prever uma carga de rotura irrealista se incrementos de tempo constante não forem usados durante o ensaio de carga. A extrapolação para a curva carga vs assentamento exige, ainda, que o ensaio de carga seja prolongado até níveis de carregamento elevados.

2.3.4.5 Método de Décourt (1996)

O método de Décourt (1996) é baseado na hipótese de que a rigidez da fundação pode ser calculada pela relação genérica entre carga e assentamento, $K = Q/s$.

De acordo com o autor, a tendência geral é de que ao aumentar gradualmente os carregamentos na estaca, a rigidez diminui. A rotura é então definida como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nula, no limite em que $s \rightarrow \infty$ e $Q \rightarrow Q_u$.

Considerando, por hipótese, uma variação linear da rigidez com o carregamento expressa pela equação 2.8, os valores dos parâmetros α e β podem ser obtidos por regressão linear a partir dos resultados experimentais.

$$K = \alpha + \beta Q \quad (2.8)$$

Considerando-se na equação 2.8 o valor de $K = 0$, a equação resultante define assim a carga última (equação 2.9).

$$Q_u = -\frac{\alpha}{\beta} \quad (2.9)$$

A aplicação do método de Décourt (1996) é indicada para os casos de ensaios de carga onde o ensaio é efectuado até à ocorrência de assentamentos elevados. No entanto, e segundo o autor, no caso de estacas “escavadas” a previsão de rotura física do elemento estrutural através do método não é aconselhável. A razão deve-se ao facto de a curva carga vs assentamento deste tipo de fundação apresentar, em geral, uma assíntota sub – horizontal, com pequena inclinação.

2.4 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

2.4.1 Ensaios de campo

Segundo Viana-da-Fonseca (2011), o recurso aos ensaios de campo constitui muitas vezes o meio mais fiável para avaliação de perfis de subsolo, e para a determinação dos parâmetros utilizados em análise e dimensionamento geotécnico.

Como nos casos de obra analisados no âmbito do trabalho as campanhas de prospecção se restringem a ensaios SPT e CPT, apenas irão abordar-se estes dois tipos de ensaios.

A seguir será apresentada uma breve revisão destes ensaios de campo, incluindo procedimentos de execução e grandezas medidas, e alguns dos métodos de avaliação da capacidade resistente última de estacas tendo por base registos obtidos por ambos os tipos de ensaios.

2.4.2 Ensaio de campo SPT

Jardim (1987) afirma que o ensaio de campo SPT é muito utilizado no meio técnico pelas suas características de rapidez, baixo custo, equipamento necessário bastante simples e por não necessitar de pessoal especializado para sua realização.

A grande vantagem deste ensaio é basicamente a simplicidade que caracteriza o equipamento, permitindo obter resultados que podem ser relacionados com regras empíricas de projecto a baixo custo.

O ensaio consiste em introduzir um amostrador no solo, através das pancadas de um pilão com 63,5 kgf de peso a uma altura de queda de 760 mm. A extremidade inferior do amostrador tem de ser biselada de modo a facilitar a penetração no terreno, sendo ajustada uma bigorna na extremidade oposta que irá estar sujeita às pancadas do pilão (Figura 2-11). O número de pancadas (N_{SPT}) necessárias para atingir uma penetração do amostrador de 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm, é o valor obtido da resistência à penetração.

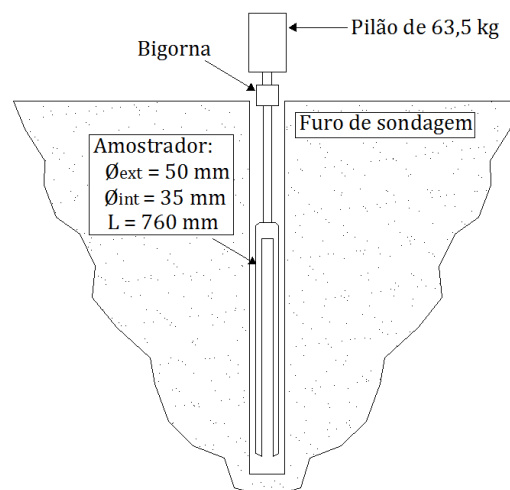


Figura 2-11 – Esquema representativo do equipamento utilizado nos ensaios de campo SPT

O ensaio tem por objectivos:

- a determinação da resistência do solo através da cravação, a diferentes profundidades, de um amostrador normalizado no interior de um furo de sondagem;
- a obtenção de amostras que, embora remexidas por o amostrador ser de paredes espessas, permitem examinar o solo e fazer a sua classificação litológica.

Velloso (1985) afirma que a utilização dos resultados deste ensaio, na determinação da capacidade resistente de fundações, seja quanto à rotura, seja quanto aos assentamentos,

pode ser feita directamente, isto é, por meio de correlações entre a carga de rotura, o assentamento e o índice de penetração (N_{SPT}).

No parágrafo 2.4.3, apresentam-se algumas das principais metodologias para determinar a capacidade resistente última de estacas em compressão, através da interpretação de resultados de ensaios SPT.

2.4.2.1 Factores correctivos

Os resultados do ensaio SPT podem ser afectados por diversos factores, tais como as condições de limpeza do furo, a altura de queda do pilão, as condições do equipamento, a posição do nível freático, etc. Como tal, torna-se necessário a aplicação de factores correctivos, sendo:

1. factor correctivo relacionado com a energia de cravação do amostrador;
2. factor correctivo relacionado com o comprimento das varas;
3. factor correctivo relacionado com a tensão efectiva de recobrimento (efeito de profundidade).

Relativamente aos dois primeiros factores correctivos, não vão usar-se na análise dos casos de obra, capítulos 2, 3 e 4, por ausência de informação.

Como foi dito no parágrafo anterior, não é aconselhável recorrer ao ensaio SPT em solos argilosos. Nos casos de obra estudados no âmbito da presente dissertação, a caracterização dos terrenos foi essencialmente efectuada à custa de ensaios SPT, em todos os tipos de terreno. Como os factores correctivos para o efeito de profundidade disponíveis na bibliografia são válidos para areias, apenas no caso de obra 2 tais correcções são usadas.

Não sendo possível a aplicação dos factores correctivos mencionados no ponto 1 e no ponto 2 devido à falta de informação relacionado com esses mesmos factores, apenas se irá ter em conta o efeito de profundidade. Peck, Hanson e Thornburn (1974) tiveram em conta esta questão relacionando o valor de N_{SPT} com a tensão efectiva vertical, p' , definindo a seguinte equação,

$$C_N = 0,77 \log \frac{20}{p'} \quad (2.10)$$

onde:

- C_N é o factor de correcção de profundidade;
- p' é a tensão efectiva vertical [FL^{-2}].

Determinado o factor correctivo C_N , o valor corrigido do número de pancadas é definido pela seguinte forma,

$$C_N = \frac{N_{SPT(p')}}{N_{SPT}} \quad (2.11)$$

2.4.3 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados do ensaio de campo SPT

2.4.3.1 Método de Meyerhoff (1956, 1976)

A partir de uma série de resultados fornecidos por ensaios de campo SPT, Meyerhof (1956, 1976) propôs um método para avaliação da capacidade resistente de uma estaca em compressão, comparando os resultados obtidos por este método com os resultados obtidos em ensaios de placa e ensaios de carga em estacas.

A avaliação da capacidade resistente de uma estaca cravada é obtida através da equação 2.12, sendo que apenas é aplicável em areias saturadas.

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ}} &= Q_b + Q_s \\ Q_{\text{últ}} &= 400N_{SPT}A_b + 2\bar{N}A_s \end{aligned} \quad (2.12)$$

onde:

- $Q_{\text{últ}}$ é a capacidade resistente $[F]$;
- Q_b é a capacidade resistente por ponta $[F]$;
- Q_s é a capacidade resistente lateral $[F]$;
- N_{SPT} é o número de pancadas registada, a cada profundidade, pelo ensaio SPT;
- A_b é a área da base $[L^2]$;
- \bar{N} é o número médio de pancadas ao longo do comprimento da estaca;
- A_s é a área lateral da estaca $[L^2]$.

Segundo Meyerhof (1976), a partir de uma profundidade crítica, L_c , a capacidade resistente de uma estaca não aumenta mais, de forma significativa. A partir dessa profundidade, tanto a resistência de ponta como a resistência lateral unitária mantêm-se constantes. Deste modo, o autor propõe para limite da resistência de ponta unitária máxima a equação 2.13, onde b representa a largura da estaca.

$$q_b = \frac{40N_{SPT}L}{b} \leq 400N_{SPT} \quad (2.13)$$

Para a resistência lateral unitária máxima, o limite é estabelecido pela equação 2.14, sendo que o autor limita o valor de q_s a 100 kPa.

$$q_s \leq q_s^{lim} = 2\bar{N} \quad (2.14)$$

Os limites acima descritos são válidos para estacas cravadas em areias saturadas.

Em siltes, o limite para a resistência de ponta unitária máxima é definida com base na equação 2.15.

$$q_b \leq 300N_{SPT} \quad (2.15)$$

Para estacas em que se verifique a inequação $L/b < 10$, Meyerhof (1976) considera que a resistência de ponta unitária deve ser reduzida ao valor resultante da equação 2.16.

$$q_b = \frac{400N_{SPT}L}{b} \quad (2.16)$$

Bromham e Styles (1971), à semelhança de Meyerhof (1956, 1976), definiram um método que visa determinar a capacidade resistente de uma estaca, a partir dos resultados do ensaio SPT, sendo, aplicável em argilas rijas (equação 2.17).

$$Q_{ult} = 400N_{SPT}A_b + \bar{N}A_s \quad (2.17)$$

Neste caso, o valor de q_s é limitado a 50 kPa.

De acordo com Meyerhof (1976), as estacas “moldadas” ou instaladas com extracção do terreno apresentam resistências de ponta e lateral unitárias respectivamente de um terço e metade dos respectivos valores de uma estaca cravada. Estacas de base alargada, cravadas sob elevadas energias de impacto, terão o dobro da resistência de ponta unitária de estacas cravadas de secção uniforme.

2.4.3.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) além de proporem um método para avaliar a capacidade resistente de uma estaca, em função de dados fornecidos pelos ensaios CPT, sugerem ainda, uma correlação tendo em vista a sua aplicação em ensaios SPT. A possível utilização dos dados obtidos pelo ensaio SPT foi definida através da aplicação de um factor de conversão K .

Segundo estes autores, a capacidade resistente última de uma estaca pode ser avaliada através da equação,

$$Q_{ult} = A_b \frac{KN_{SPT}^L}{F_1} + P\Sigma \frac{\alpha KN_{SPT}^m}{F_2} \Delta L \quad (2.18)$$

onde:

- K é uma constante que depende do tipo de solo e das suas características granulométricas de acordo com o Quadro 2-1 [FL^{-2}];
- P é o perímetro da estaca [L];
- ΔL é a espessura da camada de solo [L];
- N_{SPT}^L é o número médio de pancadas ao nível da base da estaca;
- N_{SPT}^m é o número médio de pancadas em cada ΔL ;
- F_1 e F_2 são coeficientes de correcção de modo a ter em conta as diferenças de comportamento da estaca e do cone de ensaio, possibilitando a estimativa das resistências de ponta e lateral, respectivamente, de acordo com o Quadro 2-2;
- α é uma constante que expressa a relação entre as resistências de ponta e lateral. O seu valor depende do solo e das suas características granulométricas, conforme o Quadro 2-1.

2.4.3.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978), citados por Schnaid (2009), apresentam um método baseado exclusivamente em ensaios SPT para a avaliação da capacidade resistente de uma estaca. O método foi desenvolvido numa primeira fase para estacas cravadas e posteriormente generalizado a outros tipos de estacas através da introdução de correcções de natureza empírico – experimental (Décourt et al, 1996). Atendendo a que o método é anterior à prática das correcções dos valores de N_{SPT} , nada é referenciado pelos autores a este respeito.

O método propõe que a capacidade resistente da estaca seja calculada pela equação,

$$Q_{ult} = A_b C_1 C_2 N_{SPT}^L + P C_3 \Sigma 10 \left(\frac{N_{SPT}^m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (2.19)$$

onde:

- C_2 é o coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_{SPT}^L , dependendo do tipo de solo. Os valores propostos são indicados no Quadro 2-3;

- C_1 e C_3 são coeficientes que dependem do tipo de estaca. Os seus valores foram propostos por Quaresma et al. em 1996 e encontram-se definidos no Quadro 2-4 e 2-5, respectivamente.

Quadro 2-1 - Valores atribuídos aos coeficientes K e α , segundo Aoki e Velloso (1975)

| Tipo de solo | K (MPa) | α (%) |
|------------------------|-----------|--------------|
| Areia | 1,00 | 1,40 |
| areia siltosa | 0,80 | 2,00 |
| areia siltosa-argilosa | 0,70 | 2,40 |
| areia argilosa | 0,60 | 3,00 |
| areia argilosa-siltosa | 0,50 | 2,80 |
| Silte | 0,40 | 3,00 |
| silte-arenoso | 0,55 | 2,20 |
| silte arenoso-argiloso | 0,45 | 2,80 |
| silte argiloso | 0,23 | 3,40 |
| silte argiloso-arenoso | 0,25 | 3,00 |
| Argila | 0,20 | 6,00 |
| argila arenosa | 0,35 | 2,40 |
| argila areno-argilosa | 0,30 | 2,80 |
| argila siltosa | 0,22 | 4,00 |
| argila silto-arenosa | 0,33 | 3,00 |

Quadro 2-2 - Valores propostos para F_1 e F_2 , segundo Aoki e Velloso (1975)

| Tipo de estaca | F_1 | F_2 |
|----------------|-------|-------|
| Franki | 2,50 | 5,00 |
| Metálica | 1,75 | 3,50 |
| Cravada | 1,75 | 3,50 |
| Moldada* | 3,50 | 7,00 |

* F_1 e F_2 segundo Velloso, Aoki e Salamoni (1978).

2.4.3.4 Método de Monteiro (2000)

Baseando-se no método proposto por Aoki e Velloso (1975), Monteiro (2000) introduziu algumas modificações de forma a melhorar o desempenho da metodologia original. As modificações estabelecidas foram as seguintes:

- limite no número de golpes em $N_{SPT} \leq 40$;
- correcção da resistência de ponta unitária, atribuindo a N_{SPT}^L o valor médio do número de pancadas medidas na região entre 7 diâmetros acima e 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca;

- correcções nas constantes α e K , conforme o Quadro 2-6, assim como nos factores de escala F_1 e F_2 , Quadro 2-7.

Quadro 2-3 – Valores de C_2 (Décourt e Quaresma, 1978)

| Tipo de solo | C_2 (kPa) |
|------------------------------------|-------------|
| Argilas | 120 |
| Siltes argilosos (solos residuais) | 200 |
| Siltes arenosos (solos residuais) | 250 |
| Areias | 400 |

Quadro 2-4 - Valores de C_1 em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt et al, 1996)

| Estaca Solo | Cravada | Moldada (em geral) | Moldada (com bentonite) | Hélice contínua | Raíz | Injectadas (alta pressão) |
|---|------------------|-----------------------|----------------------------|--------------------|-------|------------------------------|
| Argilas | 1,0 ⁺ | 0,85 | 0,85 | 0,30* | 0,85* | 1,0* |
| Solos intermédios | 1,0 ⁺ | 0,60 | 0,60 | 0,30* | 0,60* | 1,0* |
| Areias | 1,0 ⁺ | 0,50 | 0,50 | 0,30* | 0,50* | 1,0* |
| *universo para o qual a correlação original foi desenvolvida. | | | | | | |
| *valores apenas orientativos a partir dum número reduzido de dados disponíveis. | | | | | | |

2.4.4 Ensaio de campo CPT

Segundo Abu-Farsakh e Titi (1999), o ensaio CPT tem vindo a ser reconhecido ao longo dos últimos anos, como um dos mais requisitados ensaios de campo de prospecção geotécnica. No entanto, e de acordo com Bowles (1996), o ensaio diferencia do ensaio SPT por não ser tão polivalente, sendo sobretudo indicado para argilas moles, siltes de reduzida granulometria e para areias finas a médias.

Quadro 2-5 - Valores de C_3 em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt et al., 1996)

| Estaca Solo | Cravada | Moldada (em geral) | Moldada (com bentonite) | Hélice contínua | Raíz | Injectadas (alta pressão) |
|---|------------------|-----------------------|----------------------------|--------------------|-------|------------------------------|
| Argilas | 1,0 ⁺ | 0,85 | 0,90* | 1,0* | 1,50* | 3,0* |
| Solos intermédios | 1,0 ⁺ | 0,65 | 0,75* | 1,0* | 1,50* | 3,0* |
| Areias | 1,0 ⁺ | 0,50 | 0,60* | 1,0* | 1,50* | 3,0* |
| *universo para o qual a correlação original foi desenvolvida. | | | | | | |
| *valores apenas orientativos a partir dum número reduzido de dados disponíveis. | | | | | | |

Quadro 2-6 - Valores atribuídos aos coeficientes K e α segundo Monteiro (2000)

| Tipo de solo | K (MPa) | α (%) |
|------------------------|-----------|--------------|
| Areia | 0,73 | 2,10 |
| areia siltosa | 0,68 | 2,30 |
| areia siltosa-argilosa | 0,63 | 2,40 |
| areia argilosa | 0,54 | 2,80 |
| areia argilosa-siltosa | 0,57 | 2,90 |
| Silte | 0,48 | 3,20 |
| silte-arenoso | 0,50 | 3,00 |
| silte arenoso-argiloso | 0,45 | 3,20 |
| Silte argiloso | 0,32 | 3,60 |
| silte argiloso-arenoso | 0,40 | 3,30 |
| Argila | 0,25 | 5,50 |
| argila arenosa | 0,44 | 3,20 |
| argila areno-argilosa | 0,30 | 3,80 |
| argila siltosa | 0,26 | 4,50 |
| argila silto-arenosa | 0,33 | 4,10 |

Quadro 2-7 – Valores propostos para F_1 e F_2 segundo Monteiro (2000)

| Tipo de estaca | F_1 | F_2 |
|----------------------------|-------|-------|
| Franki (fuste apilado) | 2,30 | 3,00 |
| Franki (fuste vibrado) | 2,30 | 3,20 |
| Aço | 1,75 | 3,50 |
| Cravada (percussão) | 2,50 | 3,50 |
| Cravada (prensada) | 1,20 | 2,30 |
| Moldada (lama bentonítica) | 3,50 | 4,50 |
| Raíz | 2,20 | 2,40 |
| Strauss | 4,20 | 3,90 |
| Trado contínuo | 3,00 | 3,80 |

O ensaio consiste em fazer avançar uma haste cilíndrica com ponta cônica no solo e medir as forças necessárias para penetrar essa vara. O aspecto da ponta cônica ou ponteira de aço normalizado, e as grandezas medidas no ensaio são apresentados na Figura 2-12.

A fricção estabelecida pela ponteira mede duas forças durante a penetração. Essas forças são: resistência de ponta (q_c), que é designada como a resistência do solo em relação ao avanço da ponte cônica, e a resistência lateral na manga (f_s), que é o atrito da manga desenvolvido entre o solo e a manga do cone penetrômetro.

Os parâmetros de resistência são utilizados para classificar os estratos do solo, estimar a resistência e avaliar as características de deformação dos solos.

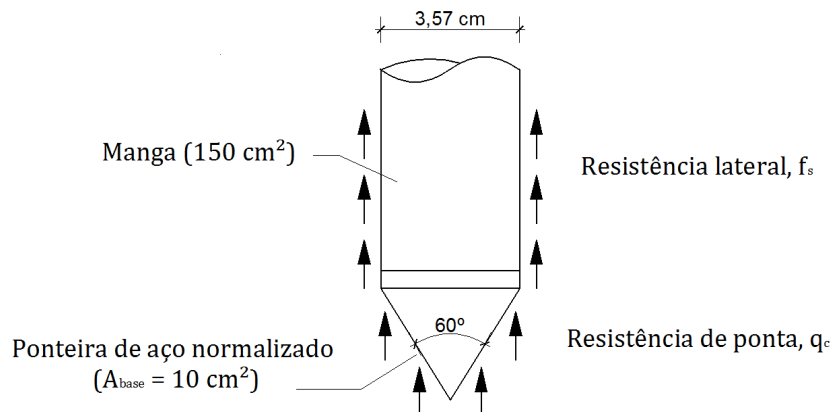


Figura 2-12 – Haste cilíndrica com ponta cônica (ponteira de aço normalizado) utilizada no ensaio CPT e grandezas medidas no ensaio

O ensaio CPT tem vindo a ser usado para prever directamente a carga axial última de estacas. Vários métodos estão disponíveis na bibliografia e podem ser classificados de acordo com dois tipos de abordagem:

1. abordagem directa, em que:

- a resistência de ponta unitária da estaca (q_b) é avaliada a partir da resistência de ponta do cone no ensaio (q_c);
- a resistência lateral unitária da estaca (q_s) é avaliada a partir da resistência lateral na manga (f_s) ou a partir da resistência de ponta do cone no ensaio (q_c).

2. abordagem indirecta, em que:

- os dados do ensaio (q_c e f_s) são utilizados inicialmente para avaliar os parâmetros de resistência do solo, tais como a resistência não drenada e o ângulo de resistência ao corte. Estes parâmetros são então utilizados para estimar a resistência de ponta unitária e a resistência lateral unitária, usando fórmulas derivadas com base em métodos teóricos/semi-empíricos.

No trabalho actual, somente os métodos directos para prever a carga axial última de estacas a partir de registos de ensaios CPT irão ser abordados, apresentando-se de seguida alguns dos métodos principais que visam determinar essa mesma carga através dos registos destes ensaios.

2.4.5 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados do ensaio de campo CPT

No presente estudo, os métodos directos utilizados para avaliação da capacidade resistente última, tendo por base registos obtidos por ensaios CPT, foram o método de Aoki e Velloso (1975) e de Philipponnat (1980).

2.4.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) propuseram um método capaz de avaliar a capacidade resistente de uma estaca em compressão, sendo a resistência de ponta unitária expressa por

$$q_b = \frac{q_c^p}{F_1} \quad (2.20)$$

onde:

- q_c^p é a média de resistência de ponta do cone em torno da ponta da estaca [FL^{-2}];
- F_1 é o coeficiente empírico de correcção que relaciona a resistência de ponta da estaca e do cone e cujos valores são indicados no Quadro 2-2.

A resistência lateral unitária é expressa a partir de

$$q_s = \frac{q_c^l \alpha}{F_2} \quad (2.21)$$

onde:

- q_c^l é a média de resistência de ponta do cone para cada uma das camadas ao longo do fuste da estaca [FL^{-2}];
- α é uma constante que depende do solo e das suas características granulométricas. Os seus valores são definidos no Quadro 2-1;
- F_2 é o coeficiente empírico de correcção que relaciona a resistência lateral da estaca e do cone, conforme o Quadro 2-2.

Os valores de q_b e q_s são limitados, segundo este método, a 15 MPa e a 120 kPa, respectivamente.

2.4.5.2 Método de Philipponnat (1980)

Tendo por base o ensaio CPT, Philipponnat (1980) propôs também um método para determinação da capacidade resistente de estacas em compressão, sendo a resistência de ponta unitária obtida através da equação,

$$q_b = k_b \frac{q_{ca}^1 + q_{ca}^2}{2} \quad (2.22)$$

onde:

- k_b é um factor que depende do tipo de solo e é obtido a partir do Quadro 2-8;
- q_{ca}^1 é a média da resistência de ponta do cone, 3 diâmetros acima da base da estaca [FL^{-2}];
- q_{ca}^2 é a média da resistência de ponta do cone, 3 diâmetros abaixo da base da estaca [FL^{-2}].

Quadro 2-8 - Factores de capacidade resistente k_b e α_p (Philipponnat, 1980)

| Tipo de solo | k_b | | Interface solo - estaca | Tipo de estaca | α_p | q_s máximo (kPa) |
|--------------|-------|--|-------------------------|-----------------------------------|------------|--------------------|
| Cascalho | 0,35 | | Betão | Pré-fabricada, Franki e injectada | 1,25 | 120 |
| Areia | 0,40 | | Betão | moldada $b < 1.5m$ | 0,85 | 100 |
| Silte | 0,45 | | | moldada $b > 1.5m$ | 0,75 | 80 |
| Argila | 0,50 | | Metálica | perfil H ou I | 1,10 | 120 |

Philipponnat (1980) recomenda ainda a eliminação de valores excepcionais no perfil das resistências da ponta do cone antes de serem efectuadas as médias e impõe que $q_{ca}^1 \leq q_{ca}^2$.

A resistência lateral unitária é obtida através de

$$q_s = \frac{\alpha_p}{F_p} q_c^l \quad (2.23)$$

onde:

- F_p é um factor empírico que depende do tipo de solo e encontra-se definido no Quadro 2-9;
- α_p é um factor que depende do tipo de estaca e encontra-se quantificado no Quadro 2-8.

Quadro 2-9 – Factor F_p (Philipponnat, 1980)

| Tipo de solo | F_p |
|---|-------|
| Argilas e argilas calcárias | 50 |
| Siltes, argilas arenosas e areias argilosas | 60 |
| Areias soltas | 100 |
| Areias de compactação média | 150 |
| Areias densas e cascalho | 200 |

Capítulo 3

Caso de obra 1 – Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo

3.1 Introdução

O caso de obra abordado neste capítulo refere-se à Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo, inaugurada a 11 de Junho de 2000. A ponte situa-se junto ao vale de Santarém e estabelece a ligação entre os concelhos de Santarém e Almeirim (Figura 3-1), integrando um lanço de 10,8 quilómetros no IC10.

A concepção e execução do projecto de engenharia da obra de arte em análise ficaram a cargo da MSF Engenharia e da Conduril respectivamente, tendo sido a empresa Tecnasol FGE a executar as estacas usadas nos ensaios de carga estáticos.

A Ponte Salgueiro Maia é constituída por uma estrutura de suspensão axial atirantada, em que o tabuleiro e os mastros são constituídos por uma peça monolítica assente em pilares. A fundação dos pilares dos mastros, localizados no leito menor do rio, atinge a profundidade de 55 metros.

Tendo em conta as características mecânicas dos terrenos de fundação no local de implantação da obra, foi adoptada uma solução em estacas para as fundações da ponte.

Ao longo do traçado da ponte foram executados ensaios de carga estáticos em 5 estacas. Os ensaios foram realizados, a pedido da *Advanced Geotechnical Instrumentation Systems & Consulting* – AGISCO, pelo departamento de Mecânica de Solos e Fundações do *Laboratoire*

Central des Ponts et Chaussées – LCPC, tendo os trabalhos sido supervisionados pelo Dr. Michel Bustamante (LCPC, 1997).



Figura 3-1 – Localização da Ponte Salgueiro Maia

Os ensaios de estacas realizados no local foram ajustados às características de três cenários geotécnicos simplificados, previamente seleccionados. O ensaio 1 decorreu num cenário geotécnico caracterizado por aluviões lodosas, quase exclusivamente argilosas e siltosas, com o substrato a cerca de 30 metros de profundidade, os ensaios 2 e 3 num cenário caracterizado por aluviões arenosas com importantes intercalações argilo - siltosas e com espessura da ordem dos 40 metros e, finalmente, os ensaios 4 e 5, num cenário constituído por aluviões constituídas quase exclusivamente por areias, areias grossas e cascalheiras, oscilando a possança total das aluviões entre 22 e 28 metros.

Foram ainda realizados ensaios de campo SPT e CPT próximos do local dos ensaios das estacas. No presente trabalho, os resultados obtidos através dos ensaios CPT não são considerados visto esta mesma informação não ter sido disponibilizada.

Na Figura 3-2 é visível o aspecto da ponte descrita anteriormente.

Neste parágrafo e seguintes (3.1 a 3.4), apresenta-se uma breve síntese do relatório do LCPC (1997), com o objectivo de enquadrar as análises desenvolvidas no âmbito do presente trabalho.

3.2 Características das estacas

As estacas dos ensaios 1 e 2 foram executadas através de furação com extracção do terreno e recurso a tubo moldador recuperável, tendo sido usada vara *Kelly* telescópica na furação e

balde de fundo rotativo. As estacas dos ensaios 3, 4 e 5 foram executadas através de furação com extracção de terreno e recurso a lamas bentoníticas para estabilização das paredes dos furos (LCPC, 1997).

No Quadro 3-1 apresentam-se as características geométricas, o tipo de materiais utilizados e armaduras longitudinais adoptadas nas estacas ensaiadas. É ainda indicada a quantidade total de betão colocada em cada estaca, de modo a comparar-se com os volumes teóricos.

Na Figura 3-3 é possível observar a curva de betonagem de cada estaca, bem como os diâmetros equivalentes ao longo do processo.



Figura 3-2 – Ponte Salgueiro Maia

Quadro 3-1- Características geométricas e propriedades dos materiais das estacas ensaiadas

| Estaca | Dimensões | | Materiais | | Betonagem | | | Armaduras |
|--------|-----------|----------|-----------|------|---------------------------|-------------------------|----------------|-----------|
| | L (m) | Ø (m) | Betão | Aço | Volume teórico (m³) | Volume total (m³) | Consumo (%) | |
| 1 | 36,20 | 0,80 | C25/30 | A400 | 18,20 | 23 | +26 | 8Ø20 mm |
| 2 | 57,80 | 0,80 | C25/30 | A400 | 29,00 | 33 | +14 | 8Ø20 mm |
| 3 | 51,40 | 0,80 | C25/30 | A400 | 26,00 | 34 | +30 | 8Ø20 mm |
| 4 | 34,50 | 0,80 | C25/30 | A400 | 17,34 | 26 | +50 | 8Ø20 mm |
| 5 | 57,80 | 0,80 | C25/30 | A400 | 15,33 | 27 | +76 | 8Ø20 mm |

3.3 Caracterização geotécnica

As informações obtidas através dos ensaios SPT, realizados junto dos locais de ensaio, permitiram identificar a possança das diferentes camadas de solo envolvidas, a classificação litológica de cada uma e a profundidade do lençol freático. Os parâmetros atrás descritos são

indicados na Figura 3-4, tendo-se tomado um valor médio de N_{SPT} em cada estrato no âmbito deste trabalho. Como foi referido anteriormente, os resultados obtidos pelos ensaios CPT previstos não foram disponibilizados para o presente estudo (LCPC, 1997).

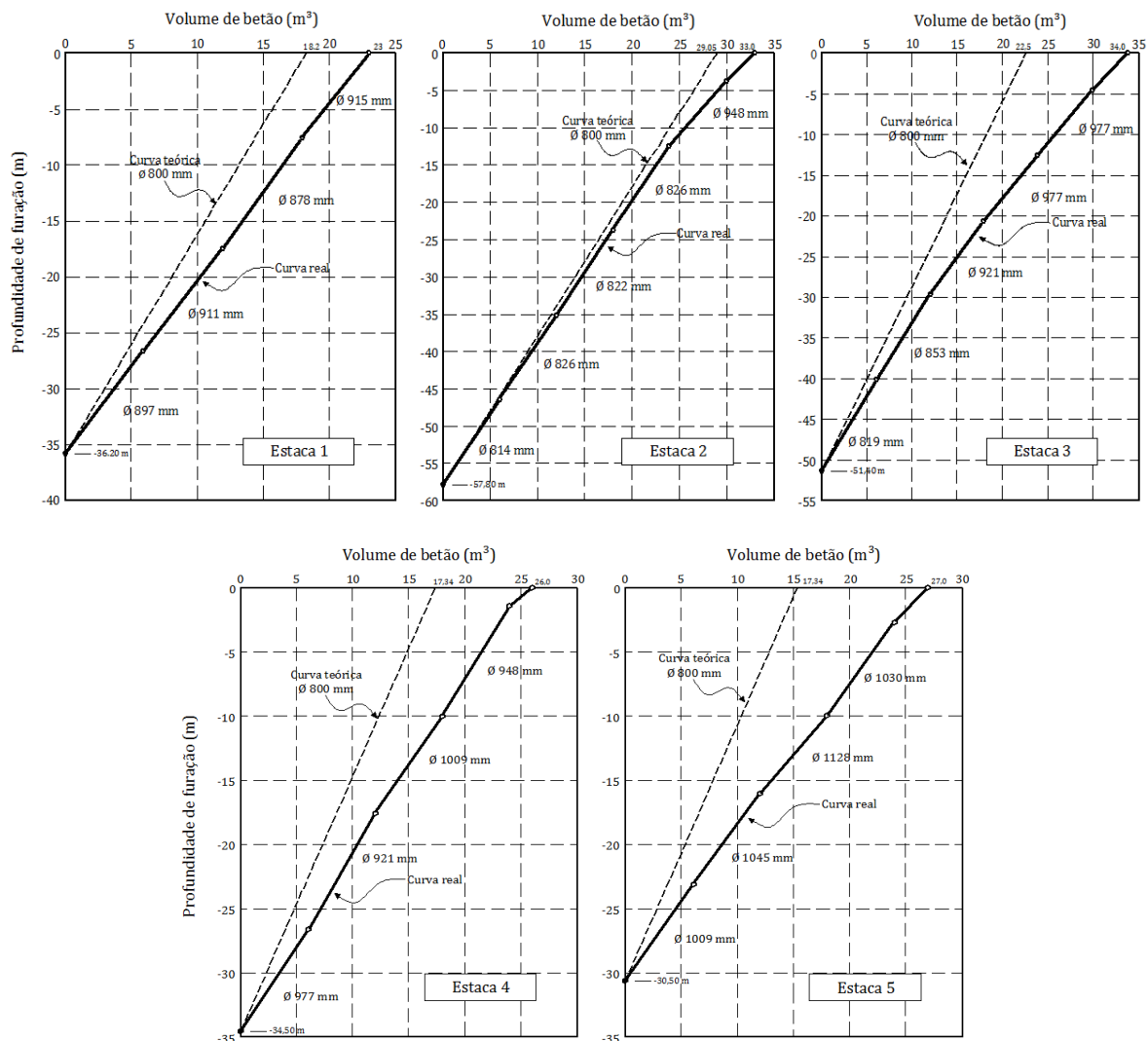


Figura 3-3 - Curvas de betonagem das estacas ensaiadas

3.4 Ensaios de carga estáticos

O sistema de monitorização instalado nas estacas ensaiadas incluiu:

- 4 transdutores eléctricos de deslocamento (Penny e Giles);
- 2 faixas de extensómetros removíveis LCPC, que permitiram 10 níveis de registos;
- 1 sensor de temperatura;
- 1 transdutor de pressão de elevada precisão do tipo HBM;

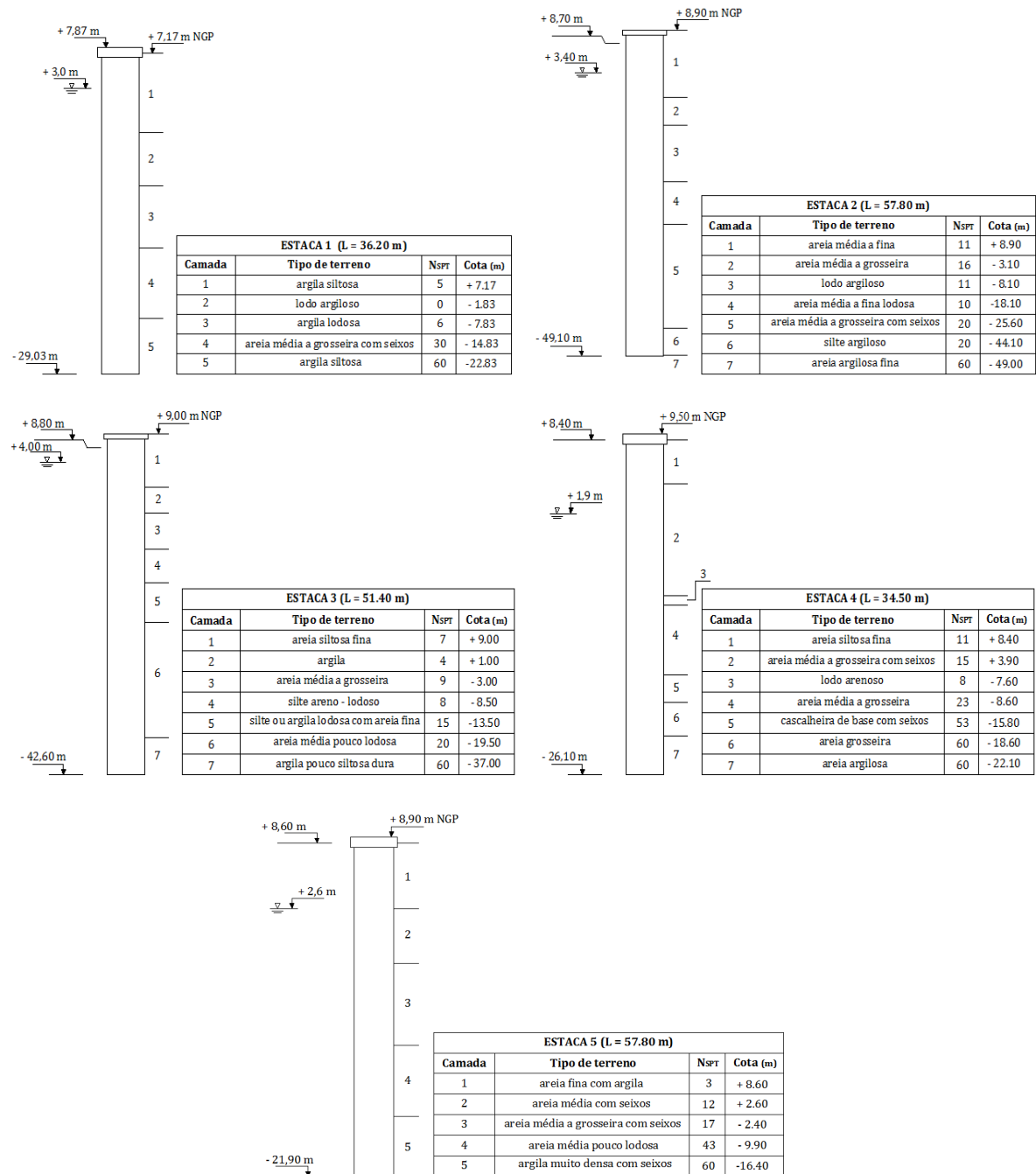


Figura 3-4 - Caracterização das camadas e número médio de pancadas (SPT)

- 1 bomba de pressão hidráulica *Cudell* com um dispositivo para manutenção da carga aplicada;
- 4 macacos hidráulicos *Cudell*.

Os registos efectuados durante os ensaios incluíram:

- o deslocamento vertical da cabeça das estacas, com um nível de precisão de 0,01 milímetros;

- a carga aplicada na cabeça das estacas;
- a temperatura exterior na zona da cabeça das estacas;
- a deformação ao longo do fuste das estacas, usando extensómetros amovíveis LCPC com um grau de precisão de 10^{-6} (LCPC, 1990, 1996).

Tendo em conta o âmbito do presente trabalho, apenas foram tidos em conta os registos relativos ao primeiro e segundo item indicados anteriormente.

De modo a permitir a aplicação de uma carga máxima de 7000 kN definida no caderno de encargos, foi concebido um dispositivo de reacção de ancoragens ao solo (Figura 3-5). No parágrafo 2.3.2.1, ponto 4, são descritos alguns pormenores acerca deste tipo de sistema de reacção.



Figura 3-5 - Dispositivo de reacção de ancoragens ao solo (Tecnasol FGE)

Note-se que, tendo em conta o diâmetro das estacas ensaiadas e a classe do betão usado no fuste das estacas, a carga de 7000 kN aproxima cerca de metade do valor teórico de carga última relacionado com um estado limite último associado à rotura estrutural do fuste por compressão.

O plano de cargas usado corresponde a um ensaio do tipo MLT, em que a aplicação da carga foi efectuada por incrementos sucessivos, em fracções de 1/10 da carga máxima de ensaio, previamente estabelecida. Para cada nível de carga, esta foi mantida por um período de 1 hora sem que houvesse descarga intermédia. Os ensaios foram interrompidos após ter sido atingida a carga máxima. A sequência utilizada nas sucessivas etapas de carregamento e de descarga é representado no diagrama da Figura 3-6.

As curvas carga vs assentamento, obtidas experimentalmente no decorrer dos 5 ensaios, são apresentadas no Anexo D, parágrafo D.1.1. As curvas definidas para efeitos de análise no que

se refere à previsão baseada em métodos de extrapolação e à avaliação baseada em ensaios do terreno *in situ*, são reproduzidas no Anexo A, parágrafo A.1. Note-se que neste último caso não se apresentam os registos relativos à descarga no final dos ensaios.

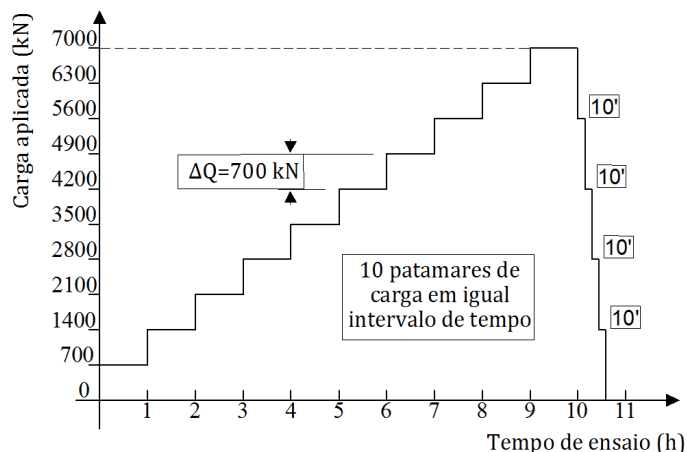


Figura 3-6 – Plano de cargas tipo usado nos 5 ensaios

3.5 Previsão e avaliação da capacidade resistente última

A previsão da capacidade resistente última das estacas ensaiadas no caso de obra em estudo abrangeu duas abordagens distintas:

1. Previsão da capacidade resistente última das estacas através de métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento obtida nos ensaios de carga estáticos, assumindo-se, à partida, que estes não atingiram a rotura. Para os cálculos foram utilizados os métodos de previsão de Brinch-Hansen (1963), Mazurkiewicz (1972), Butler e Hoy (1977), Chin (1971, 1978) e Décourt (1996).
2. Avaliação da capacidade resistente última das estacas através de métodos que têm por base resultados obtidos em ensaios de campo. Nos cálculos foram utilizados os métodos de Meyerhoff (1956, 1976), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Monteiro (2000), baseados nos resultados dos ensaios SPT.

Todos os métodos referidos nos pontos 1 e 2 foram descritos no Capítulo 2.

Visto que os ensaios de carga estáticos não foram levados à rotura, não é possível avaliar de forma precisa qual ou quais os métodos que melhor definem a carga última. No entanto, irá avaliar-se o desempenho dos diferentes métodos de previsão e avaliação, analisando-se o grau de discrepância entre valores obtidos para os diferentes casos.

3.5.1 Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura

Os ensaios de carga estáticos efectuados não foram levados à rotura, nem mesmo a valores próximos de um hipotético valor último (Anexo D, parágrafo D.1.3.). Esta afirmação é sustentada com base nos critérios de rotura enumerados por Tomlinson (1981), descritos no parágrafo 2.3.3.

É de salientar que o número de pontos utilizados da curva carga vs assentamento para o caso de obra em estudo e seguintes, diferencia conforme o tipo de método adoptado, ou seja, o número de pontos utilizado é aplicado segundo dois grupos: (a) métodos gráficos, neste caso, o método de Butler e Hoy (1977) e de Mazurkiewicz (1972); (b) métodos que adoptam algum critério de extrapolação da curva carga vs assentamento, sendo eles, Brinch-Hansen (1963), Chin (1978) e Décourt (1996).

No segundo grupo, e para que a recta de regressão linear ajustada às curvas carga vs assentamento apresente um coeficiente de regressão próximo de 1, o ponto (0;0) foi desprezado.

Tendo por base os métodos de previsão descritos no parágrafo 2.3.4, apresentam-se no Anexo A, parágrafo A.2, as análises efectuadas relativamente aos 5 ensaios incluídos no caso de obra 1.

Os valores obtidos para capacidade resistente última, através dos diferentes métodos referentes à extrapolação das curvas carga vs assentamento experimentais, encontram-se definidos no Quadro 3-2, sendo a visualização gráfica apresentada na Figura 3-7.

Quadro 3-2 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 1

| Método de extrapolação | Q_u (kN) | | | | |
|------------------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| | Estaca 1 | Estaca 2 | Estaca 3 | Estaca 4 | Estaca 5 |
| Brinch-Hansen (1963) | - | - | - | - | - |
| Mazurkiewicz (1972) | 10073 | 9800 | 13600 | 8225 | 9939 |
| Butler e Hoy (1977) | 6950 | 6924 | 6945 | 6964 | 6951 |
| Chin (1971,1978) | 13760 | 10366 | 15662 | 11798 | 11255 |
| Décourt (1996) | 13811 | 9668 | 13732 | 10629 | 10384 |

O método de Brinch-Hansen (1963) não definiu qualquer valor da capacidade resistente última para as estacas ensaiadas no presente caso de obra. O motivo deve-se ao decréscimo verificado nos valores de \sqrt{s}/Q , ou seja, a curva \sqrt{s}/Q vs assentamento determinada irá submeter a uma recta de regressão linear (equação 2.4) definindo assim um valor negativo

do parâmetro β . Sendo a capacidade resistente última definida apenas para valores positivos desse mesmo parâmetro, o método não é apropriado para este caso de obra.

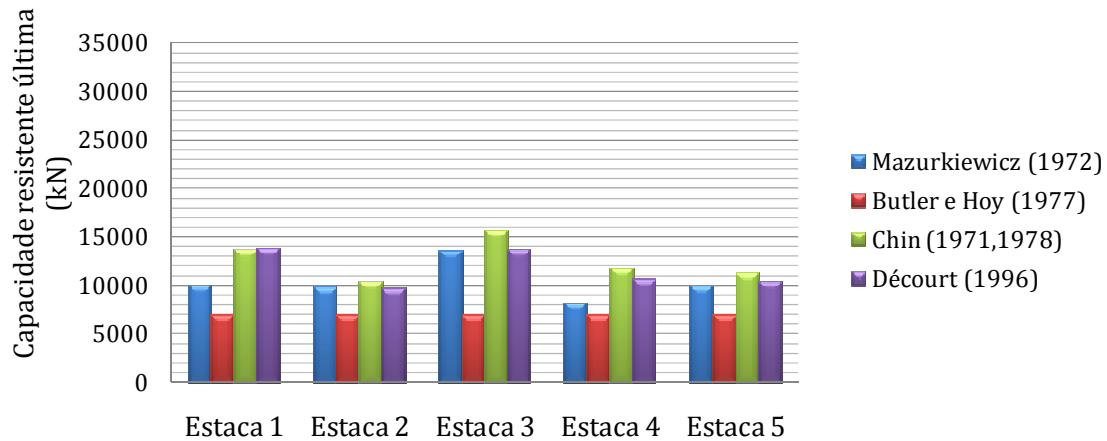


Figura 3-7 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 1

Genericamente, a observação da Figura 3-7 permite verificar que os métodos de Chin (1971, 1978) e Butler e Hoy (1977) conduzem, respectivamente, aos valores mais elevados e mais reduzidos de capacidade resistente última, e que, com excepção das estacas 1 e 4, os métodos de Mazurkiewicz (1972) e Décourt (1996) permitem obter valores quase coincidentes. Note-se que as estacas 1 e 4 são, entre as 5 ensaiadas, as mais curtas ($L = 36,20$ e $34,50$ m, respectivamente).

Face aos resultados obtidos considera-se que o método de Butler e Hoy (1977) conduz a resultados não adequados ao tipo de análise aqui pretendida pois, face à variabilidade dos terrenos atravessados e aos comprimentos de estaca envolvidos, as curvas experimentais diferem entre si, parecendo pouco razoável obterem-se previsões de capacidade resistente última praticamente coincidentes.

Em termos médios, e desprezando os resultados obtidos pela aplicação do método de Butler e Hoy (1977), obtiveram-se valores médios de capacidade resistente última de 12548, 9945, 14331, 10217 e 10526 kN nas estacas 1 a 5, respectivamente.

3.5.2 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

Tal como se referiu já anteriormente, os elementos disponibilizados para análise deste caso de obra não incluíram resultados relativos a ensaios CPT, pelo que apenas se utilizam

métodos que, com base em resultados de ensaios SPT, permitem avaliar a capacidade resistente última de estacas em compressão e cuja informação relevante está indicada na Figura 3-4.

No Anexo A, parágrafo A.3, apresentam-se os cálculos relativos à utilização dos métodos descritos no parágrafo 2.4.3, distinguindo-se ainda dois tipos de análises que se designam no texto por hipóteses 1 e 2, sendo elas:

Hipótese 1 - previsão da capacidade resistente utilizando como referência o diâmetro teórico do fuste de 0.80 m;

Hipótese 2 - previsão da capacidade resistente utilizando como referência o diâmetro médio equivalente obtido no final da betonagem de cada estaca.

Em relação à hipótese 2, o diâmetro médio equivalente foi obtido com base nas curvas de betonagem representadas na Figura 3-3, em que o diâmetro equivalente do fuste varia consoante o volume de betão consumido em troços de comprimento controlado em obra.

Quadro 3-3 – Valores da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1

| | Meyerhoff (1956, 1976) | Aoki e Velloso (1975) | Décourt e Quaresma (1978) | Monteiro (2000) |
|----------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------|
| Estaca 1 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 1896 | 3076 | 1494 |
| Q_s (kN) | 1102 | 2704 | 4976 | 2759 |
| $Q_{últ}$ (kN) | 5123 | 4600 | 8052 | 4253 |
| Estaca 2 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 8617 | 3619 | 1838 |
| Q_s (kN) | 1970 | 4692 | 5936 | 4948 |
| $Q_{últ}$ (kN) | 5991 | 13309 | 9555 | 6786 |
| Estaca 3 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 1896 | 3076 | 1494 |
| Q_s (kN) | 1749 | 3963 | 6557 | 6446 |
| $Q_{últ}$ (kN) | 5770 | 5859 | 9633 | 7940 |
| Estaca 4 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 5170 | 6032 | 3102 |
| Q_s (kN) | 2342 | 5554 | 5900 | 7067 |
| $Q_{últ}$ (kN) | 6363 | 10724 | 11932 | 10169 |
| Estaca 5 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 1723 | 3076 | 1436 |
| Q_s (kN) | 3280 | 10916 | 18395 | 14060 |
| $Q_{últ}$ (kN) | 7301 | 12639 | 21471 | 15496 |

Nos Quadros 3-3 e 3-4 resumem-se os valores da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da carga última avaliados pelos diferentes métodos e hipóteses. No Quadro 3-4 é apresentado ainda para cada método, a percentagem referente ao acréscimo de carga em relação à hipótese 1 (Quadro 3-3). Os resultados são representados graficamente nas Figuras 3-8 à 3-12.

No Quadro 3-4, os resultados relativos à capacidade resistente por ponta coincidem com os indicados no Quadro 3-3 por se considerar que, ao nível da extremidade inferior das estacas, não houve alteração da geometria teórica ($\varnothing = 800$ mm).

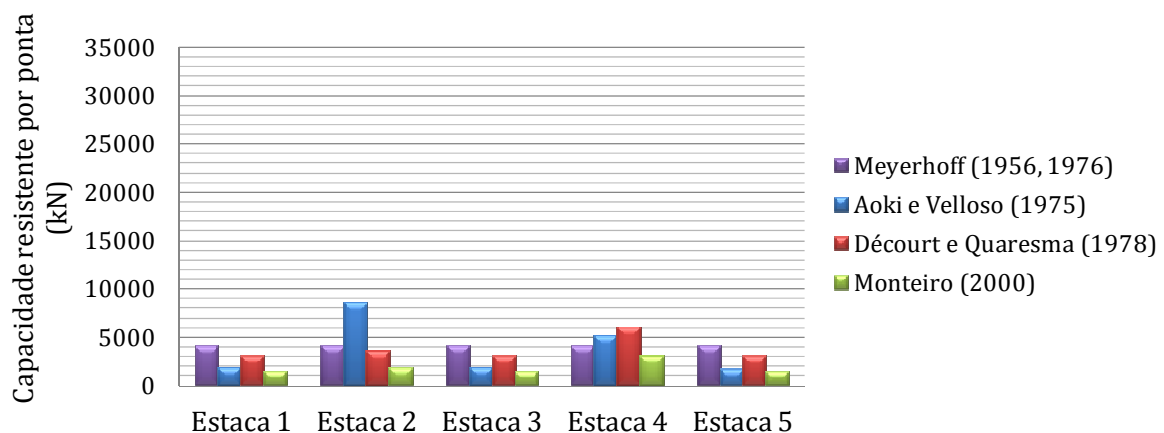


Figura 3-8 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1 e hipótese 2) – Caso de obra 1

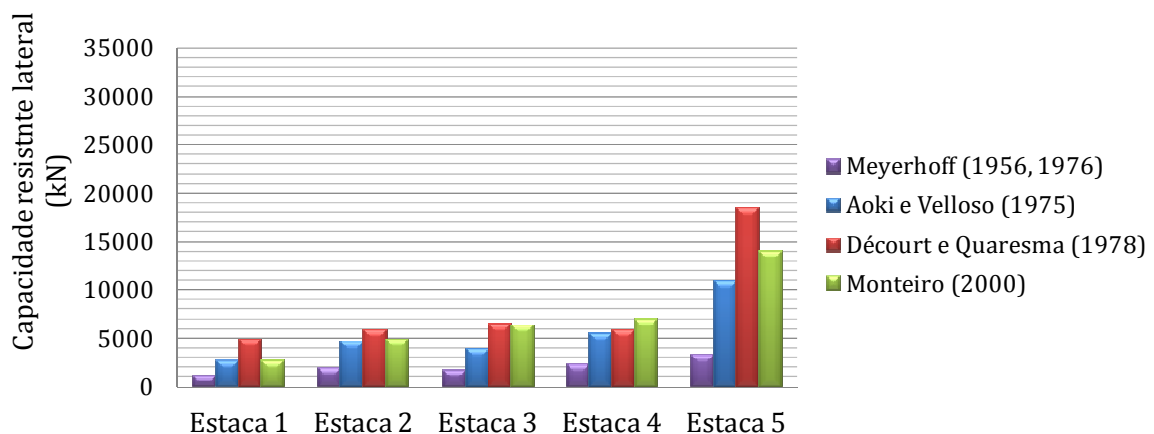


Figura 3-9 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1

A análise da Figura 3-8 permite verificar que o método de Monteiro (2000) conduz sempre aos valores mais reduzidos da capacidade resistente por ponta das 5 estacas enquanto que,

do método de Meyerhoff (1956, 1976), com exceção dos casos das estacas 2 e 4, resultam genericamente os valores mais elevados.

A Figura 3-9 mostra que, com exceção da estaca 4, o método de Décourt e Quaresma (1978) conduz aos valores mais elevados da capacidade resistente lateral e que, por outro lado, o método de Meyerhoff (1956, 1976) conduz aos valores mais reduzidos.

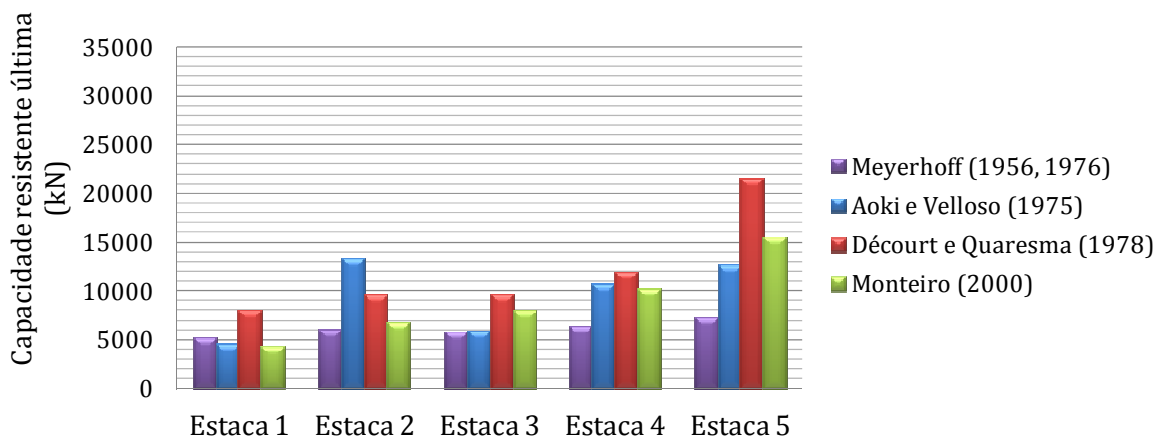


Figura 3-10 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 1) – Caso de obra 1

Quanto à capacidade resistente última, a análise da Figura 3-10 mostra que, com exceção da estaca 2, o método de Décourt e Quaresma (1978) conduz aos valores mais elevados enquanto o método de Meyerhoff (1956, 1976) conduz aos valores mais reduzidos com exceção da estaca 1.

Em termos médios, e considerando a totalidade dos métodos utilizados, verifica-se que a capacidade resistente última corresponde, respectivamente, a 5507, 8910, 7301, 7838 e 14227 kN nas estacas 1 a 5.

Comparando com os valores médios obtidos no parágrafo 3.5.1 com os agora obtidos para cada estaca, obtém-se, em termos percentuais, uma diferença de +56%, +11%, +49%, +23% e -35%, tomando por referência os valores obtidos através dos métodos de extrapolação.

Comparando as Figuras 3-11 e 3-9, verifica-se que se mantêm válidas para a Figura 3-11 as conclusões retiradas a propósito da Figura 3-9 para a capacidade resistente lateral.

Quanto à Figura 3-12, pode observar-se que, tal como no caso da Figura 3-10, o método de Décourt e Quaresma (1978) conduz aos valores mais elevados de capacidade resistente última, também com exceção do que acontece relativamente à estaca 2, sendo que, e com

excepção da estaca 1, o método de Meyerhoff (1956, 1976) à semelhança do que foi descrito acerca da Figura 3-10 definiu os valores mais reduzidos.

Quadro 3-4 - Valores da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1

| | Meyerhoff (1956, 1976) | Aoki e Velloso (1975) | Décourt e Quaresma (1978) | Monteiro (2000) |
|--------------------------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------|
| Estaca 1 ($d_{fuste} = 0.90$ m) | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 (0%) | 1896 (0%) | 3076 (0%) | 1494 (0%) |
| Q_s (kN) | 1240 (+13%) | 3042 (+13%) | 5598 (+13%) | 3105 (+13%) |
| $Q_{últ}$ (kN) | 5261 (+3%) | 4938 (+7%) | 8674 (+8%) | 4599 (+8%) |
| Estaca 2 ($d_{fuste} = 0.847$ m) | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 (0%) | 8617 (0%) | 3619 (0%) | 1838 (0%) |
| Q_s (kN) | 2087 (+6%) | 4969 (+6%) | 6287 (+6%) | 5241 (+6%) |
| $Q_{últ}$ (kN) | 6108 (+2%) | 13586 (+2%) | 9906 (+4%) | 7079 (+4%) |
| Estaca 3 ($d_{fuste} = 0.909$ m) | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 (0%) | 1896 (0%) | 3076 (0%) | 1494 (0%) |
| Q_s (kN) | 1988 (+14%) | 4504 (+14%) | 7451 (+14%) | 7322 (+14%) |
| $Q_{últ}$ (kN) | 6009 (+4%) | 6400 (+9%) | 10527 (+9%) | 8816 (+11%) |
| Estaca 4 ($d_{fuste} = 0.964$ m) | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 (0%) | 5170 (0%) | 6032 (0%) | 3102 (0%) |
| Q_s (kN) | 2821 (+21%) | 6692 (+21%) | 7106 (+21%) | 8514 (+21%) |
| $Q_{últ}$ (kN) | 6842 (+8%) | 11862 (+11%) | 13138 (+10%) | 11616 (+14%) |
| Estaca 5 ($d_{fuste} = 1.053$ m) | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 (0%) | 1723 (0%) | 3076 (0%) | 1436 (0%) |
| Q_s (kN) | 4317 (+32%) | 14374 (+32%) | 24212 (+32%) | 18178 (+30%) |
| $Q_{últ}$ (kN) | 8338 (+15%) | 16097 (+27%) | 27288 (+27%) | 19614 (+27%) |

Considerando a totalidade dos métodos utilizados verifica-se agora (hipótese 2) que a capacidade resistente última corresponde, em termos médios a 5868, 9170, 7938, 10865 e 17834 kN, respectivamente nas estacas 1 a 5, representando um acréscimo de +7%, +3%, +9%, +38% e +25%, relativamente à hipótese 1, o que representa um acréscimo médio de 16%, considerando a totalidade dos 5 ensaios.

Comparando os valores médios obtidos com a hipótese 2 com os valores médios obtidos no parágrafo 3.5.1, obtém-se, em termos percentuais, uma diferença de +53%, +8%, +45%, -6% e -69%, tomando por referência os valores obtidos através dos métodos de extrapolação.

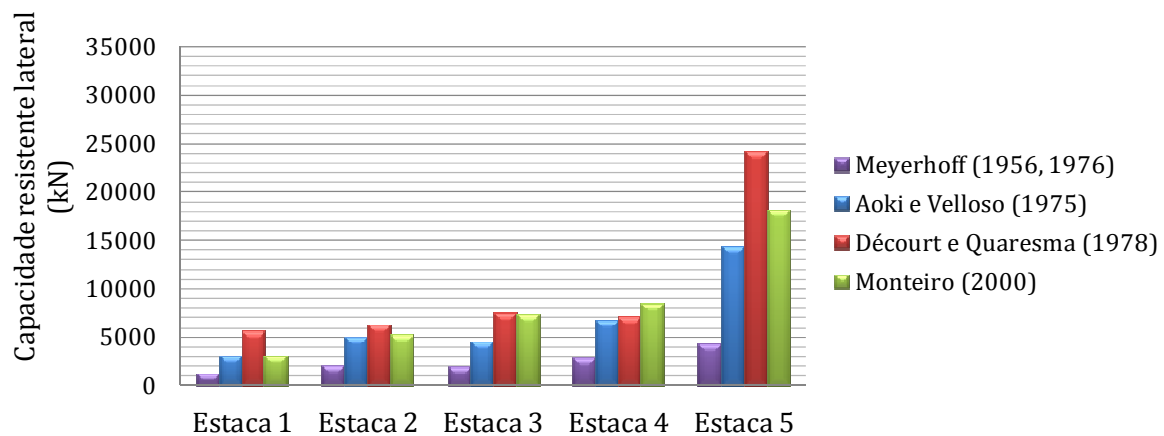


Figura 3-11 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1

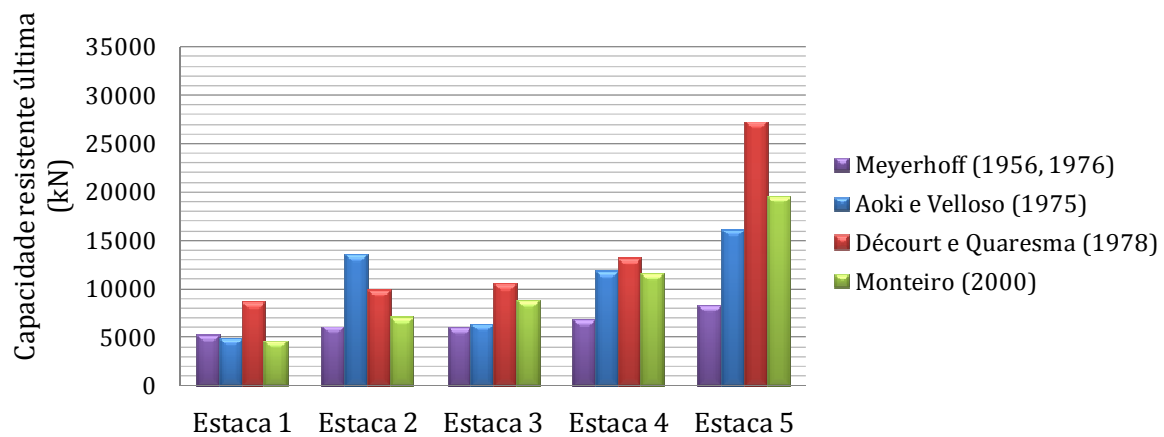


Figura 3-12 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo (hipótese 2) – Caso de obra 1

Capítulo 4

Caso de obra 2 – Refinaria de Sines Artenius Mega PTA

4.1 Introdução

O caso de obra 2 refere-se à refinaria de Sines Artenius Mega PTA, situada a 4 km de Sines (Figuras 4-1 e 4-2). A adjudicação da obra referente ao projecto de concepção/construção das fundações foi entregue à empresa OPWAY, sendo o dono de obra a empresa ARTENIUS UK (empresa especializada em projectos de desenvolvimento de zonas industriais, essencialmente ligadas à área da energia).

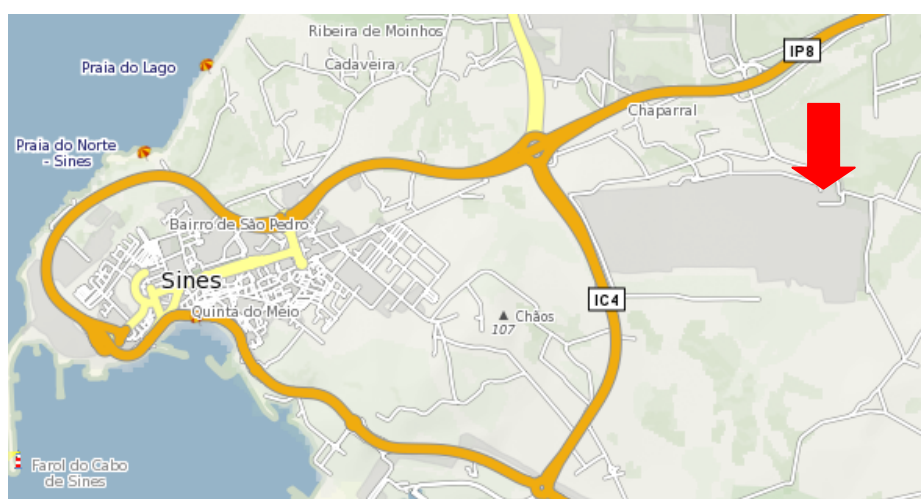


Figura 4-1 – Localização da refinaria Artenius Mega PTA

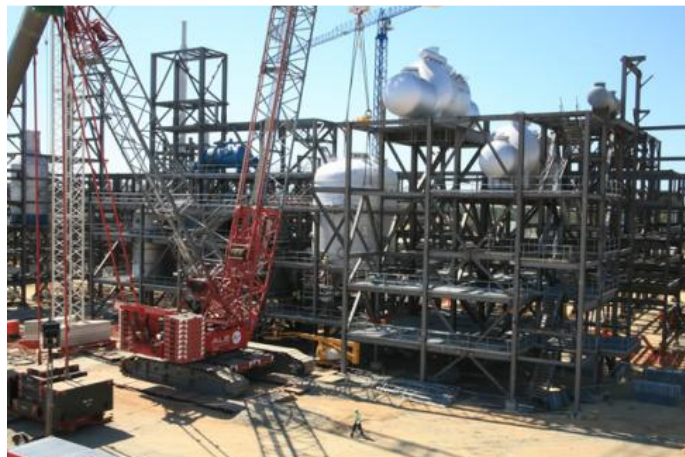


Figura 4-2 – Refinaria Artenius Mega PTA

A refinaria irá abranger 19 zonas distintas, cada uma delas seleccionada em função de uma determinada actividade tipo. Pela dimensão e características de cada zona, o projecto geotécnico dividiu a área total em áreas mais reduzidas, entre as quais foi seleccionada a zona B (área de oxidação, reacção e cristalização) para efeitos de análise, onde a implementação dos edifícios será feita com o recurso a 74 estacas.

A execução por trado contínuo foi o procedimento adoptado para a execução das estacas em toda a obra, cuja função será suportar uma estrutura mista onde a superestrutura irá incluir zonas em betão armado e outras em estrutura metálica.

Foram executados vários tipos de ensaios de campo em toda a zona de implantação da obra, nomeadamente, 19 ensaios SPT, 14 ensaios CPT e 2 ensaios com cone sísmico. De salientar que os métodos de previsão referidos no Capítulo 2, tendo por base resultados de ensaios de campo, apenas dizem respeito aos ensaios SPT e CPT, logo, apenas serão analisados os valores obtidos por estes mesmos ensaios.

Além dos ensaios de campo realizados, foi efectuado um ensaio de carga estático em compressão sobre uma das estacas inseridas na denominada zona B, sendo os respectivos resultados analisados neste Capítulo 4.

A informação considerada relevante para o presente estudo é sintetizada nos parágrafos 4.2 a 4.4, tendo por base o estudo efectuado por Gomes (2009).

4.2 Características da estaca

O único ensaio de carga realizado foi efectuado sobre uma estaca executada por recurso a trado contínuo.

A estaca ensaiada tem 0,8 m de diâmetro e 9,5 m de comprimento, tendo sido escolhida num grupo de 3 diâmetros diferentes, nomeadamente, 0,50 m, 0,60 m e 0,80 m.

4.3 Caracterização geotécnica

Nas proximidades da zona B foram efectuados 2 furos de sondagem, nos quais se realizaram 2 ensaios SPT, e um ensaio CPT. Os registos obtidos permitiram avaliar a possança dos estratos envolvidos e descrever litologicamente os terrenos interessados. A estratigrafia e consequente número médio de pancadas (ensaio SPT) encontram-se definidos na Figura 4-3. Para efeitos de cálculo da capacidade resistente da estaca, os depósitos recentes (areias de duna e de praia) que se encontravam acima da camada 1 foram desprezados. A não contribuição da camada referida deve-se ao facto do saneamento da estaca se ter processado na zona de transição entre essa mesma camada e a camada inferior.

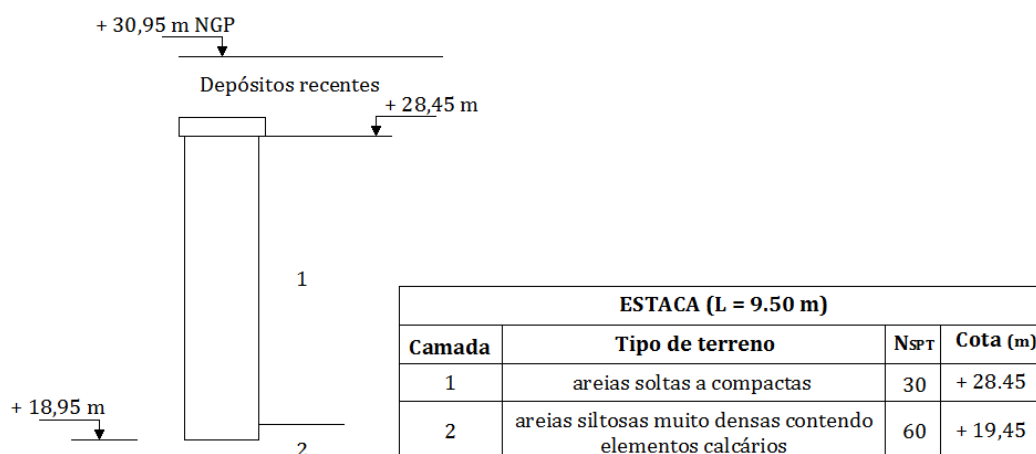


Figura 4-3 - Caracterização geotécnica e valores médios dos ensaios SPT

Em relação ao ensaio CPT, a interpretação dos registos permite atribuir às camadas envolvidas os seguintes valores:

- resistência de ponta do cone
 - Camada 1: $q_c = 21$ MPa
 - Camada 2: $q_c = 54$ MPa
- resistência lateral medida pela manga de atrito
 - Camada 1: $f_s = 0,1715$ MPa
 - Camada 2: $f_s = 0,3$ MPa

4.4 Ensaio de carga estático

O ensaio de carga estático efectuado neste caso de obra é do tipo MLT. O ensaio envolveu o equipamento indicado na Figura 4-4, em que o sistema de reacção foi protagonizado por uma estrutura rígida de vigas metálicas, sendo a estrutura ligada a um conjunto de estacas de reacção dispostas simetricamente. O sistema de reacção adoptado no caso de obra em análise é descrito no parágrafo 2.3.2.1, ponto 3.

Actuando sob o sistema de reacção atrás descrito para a aplicação da carga, foi utilizado um macaco hidráulico (Figura 4-5). A medição e respectivo controlo da carga aplicada foram efectuados por um dispositivo designado por manómetro. Para contabilizar a pressão efectivamente exercida pelo macaco hidráulico aquando da transmissão de cargas à cabeça da estaca, efectuou-se uma correcção no valor da carga aplicada de modo a quantificar as possíveis perdas de pressão no macaco.

Os deslocamentos obtidos foram referenciados por mecanismos de medição (2 deflectómetros) colocados na cabeça da estaca. O valor do deslocamento em cada etapa de carregamento, para efeitos de cálculo, corresponde à média dos 2 valores registados pelos mecanismos de medição.



Figura 4-4 – Sistema de reacção para aplicação da carga de ensaio

O plano de cargas foi estabelecido com base em dois ciclos de carga e descarga: o primeiro até 2500 kN, e o segundo até 3750 kN. A carga de 3750 kN corresponde a 1.5 vezes a carga de serviço (carga máxima que se espera vir a actuar na estaca durante a sua vida útil). Os incrementos e o respectivo tempo cuja carga é mantida encontram-se definidos no Quadro 4-1.

Note-se que a carga máxima de ensaio se afasta bastante da carga máxima que poderia induzir rotura estrutural da estaca por compressão.

A curva carga vs assentamento resultante do plano de cargas é apresentado no Anexo D, parágrafo D.2.1, sendo que, para efeitos de análise, os ciclos de descarga não foram considerados, e os pontos representados correspondem aos valores obtidos em 1ª carga (Anexo B, parágrafo B.1).



Figura 4-5 – Macaco hidráulico utilizado na aplicação da carga de ensaio

4.5 Previsão e avaliação da capacidade resistente última

As análises efectuadas no presente capítulo irão adoptar a mesma estrutura de apresentação seguida no Capítulo 3.

4.5.1 Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de um ensaio de carga que não atingiu a rotura

O ensaio de carga efectuado não foi levado à rotura mecânica da estaca. No entanto, através dos pontos 5 e 6 dos critérios de rotura (Tomlinson, 1981) enumerados no parágrafo 2.3.3, foi possível efectuar uma previsão do valor da carga que corresponde ao limite do assentamento de fundação, tornando compatível com a estrutura que vai suportar. Usando o critério 5 o valor obtido foi de 3735 kN e com o critério 6 o valor foi de 2740 kN. No Anexo D, parágrafo D.2.3, apresenta-se graficamente a análise efectuada.

Neste parágrafo aplicam-se os métodos de extrapolação descritos no parágrafo 2.3.4 para prever a capacidade resistente última de estacas tendo por base um ensaio de carga que não atingiu a rotura.

Quadro 4-1 – Valores referentes aos ciclos carga – descarga

| Ciclos de carga - descarga | | | |
|----------------------------|------------|----------------------|-----------------|
| % de carga | Carga (kN) | Carga corrigida (kN) | Tempo de espera |
| 25 | 625 | 629 | 20 min |
| 50 | 1250 | 1226 | 20 min |
| 75 | 1875 | 1883 | 20 min |
| 100 | 2500 | 2480 | 20 min |
| 75 | 1875 | 1883 | 3'20 min |
| 50 | 1250 | 1226 | 3'20 min |
| 25 | 625 | 629 | 3'20 min |
| 0 | 0 | 0 | 20 min |
| 100 | 2500 | 2480 | 120 min |
| 125 | 3125 | 3137 | 20 min |
| 150 | 3750 | 3759 | 120 min |
| 125 | 3125 | 3137 | 3'20 min |
| 100 | 2500 | 2480 | 3'20 min |
| 75 | 1875 | 1883 | 3'20 min |
| 50 | 1250 | 1226 | 3'20 min |
| 25 | 625 | 629 | 3'20 min |
| 0 | 0 | 0 | 20 min |

Tal como no caso de obra 1, o ponto (0;0) foi desprezado pelas mesmas razões referidas no parágrafo 3.5.1, ou seja, nos métodos descritos no primeiro grupo (métodos gráficos) utilizaram-se 7 pontos da curva carga vs assentamento, sendo que, no segundo grupo (métodos que adoptam algum critério de extrapolação da curva carga vs assentamento) utilizaram-se 6 pontos.

Os valores obtidos, usando os métodos referentes à extrapolação da curva carga vs assentamento, encontram-se definidos no Quadro 4-2 e são apresentados graficamente na Figura 4-6. Os cálculos são justificados no Anexo B, parágrafo B.2.

Com foi dito no parágrafo 2.3.4.1, o método de Brinch-Hansen é muito sensível a imprecisões dos valores medidos em campo, como tal, efectuou-se a verificação descrita nesse mesmo parágrafo, concluindo-se que o ponto definido pelas coordenadas descritas na equação 2.3 não pertence à curva carga vs assentamento, apesar de se encontrar relativamente perto da dita curva (parágrafo B.2.1.1). O mesmo foi concluído aquando da análise com menos pontos da curva carga vs assentamento, ainda que a proximidade seja maior (parágrafos B.2.2.1 e B.2.3.1).

Quadro 4-2 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 2

| Método de extrapolação | Q_u (kN) |
|------------------------|------------|
| Brinch-Hansen (1963) | 3605 |
| Mazurkiewicz (1972) | 3700 |
| Butler e Hoy (1977) | 3713 |
| Chin (1971,1978) | 3986 |
| Décourt (1996) | 3175 |

A Figura 4-6 mostra que os valores de capacidade resistente última não variam de forma significativa com os diferentes métodos, ainda que o método de Chin (1971, 1978) conduza ao valor mais elevado e o método de Décourt (1996) ao valor mais reduzido.

Em termos médios, e usando a totalidade dos resultados, obtém-se um valor para a capacidade resistente última de 3636 kN, valor inferior à carga máxima do ensaio.

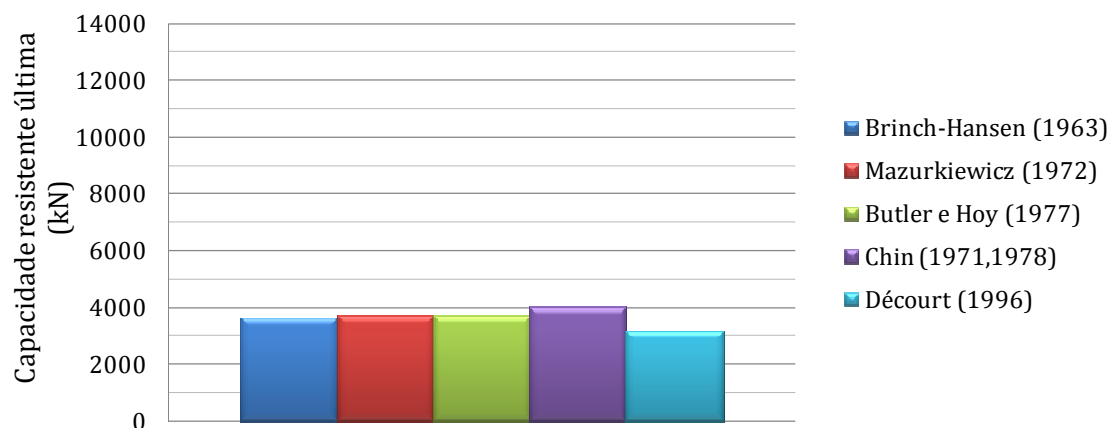


Figura 4-6 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 2

4.5.1.1 Previsão de capacidade resistente última considerando menos pontos na curva carga vs assentamento

Neste parágrafo aplicaram-se novamente os métodos de extrapolação atrás descritos, sendo que, neste caso, se consideraram menos pontos da curva carga vs assentamento (menos 2 e 3 pontos), do que inicialmente utilizados, ou seja, nos métodos designados como gráficos utilizaram-se 5 e 4 pontos da curva, sendo que, nos métodos que adoptam algum critério de extrapolação da curva carga vs assentamento recorreu-se a 4 e 3 pontos (ver parágrafo 3.5.1).

Os resultados são apresentados no Quadro 4-3 e na Figura 4-7, indicando-se entre parênteses e em percentagem a variação relativamente ao caso em que se utilizaram todos os pontos disponíveis.

Através dos resultados apresentados no Quadro 4-3, e na Figura 4-7, é possível verificar uma redução significativa na capacidade resistente última, acentuando-se a diferença com a diminuição do número de pontos utilizado.

Pode ainda observar-se que o método de Mazurkiewicz (1972) é o menos penalizador quando o número de pontos utilizados diminui e que, trabalhando apenas com a zona da curva carga vs assentamento aproximadamente linear (número mínimo de pontos utilizado), os resultados diminuem para cerca de metade na generalidade dos restantes métodos. Pode assim concluir-se que os métodos de extrapolação são muito sensíveis relativamente ao número de pontos usados nas análises.

Quadro 4-3 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento utilizando menos pontos do ensaio de carga – Caso de obra 2

| Método de extrapolação | Q_u (kN) | |
|------------------------|--------------|--------------|
| | - 2 pontos** | - 3 pontos** |
| Brinch-Hansen (1963)* | 2463 (-32%) | 1843 (-49%) |
| Mazurkiewicz (1972) | 3092 (-16%) | 2763 (-25%) |
| Butler e Hoy (1977) | 2463 (-34%) | 1881 (-49%) |
| Chin (1971, 1978)* | 2778 (-30%) | 2109 (-47%) |
| Décourt (1996)* | 2311 (-27%) | 1868 (-41%) |

*Desprezado o ponto (0;0) da curva carga vs assentamento experimental.
 **Número de pontos retirados à parte final da curva carga vs assentamento experimental.

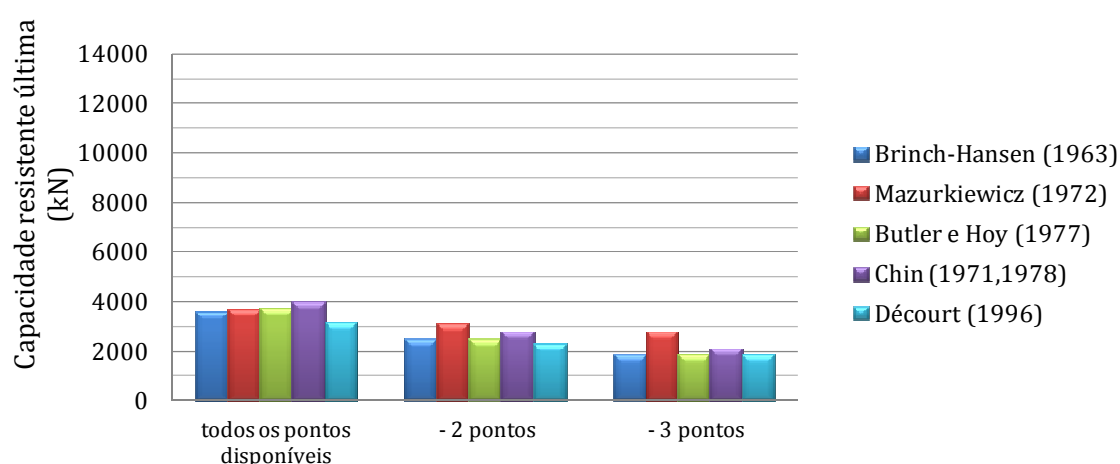


Figura 4-7 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento utilizando menos pontos na curva carga vs assentamento – Caso de obra 2

4.5.2 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

No Anexo B, parágrafo B.3.1 e B.3.2, apresentam-se os cálculos efectuados a propósito deste caso de obra, tendo por base resultados de ensaios de campo, SPT e CPT, tendo os métodos teóricos sido descritos nos parágrafos 2.4.3 e 2.4.4. Neste parágrafo consideraram-se os valores dos ensaios SPT sem a aplicação do factor correctivo relativo ao efeito de profundidade.

No Quadro 4-4 apresentam-se os resultados relativos à capacidade resistente por ponta, à capacidade resistente lateral e à capacidade resistente última obtidos através da aplicação dos diferentes métodos. Nas Figuras 4-8 a 4-10 é possível observar a representação gráfica dos valores indicados no Quadro 4-4.

O método de Meyerhoff (1956,1976) sendo um método desenvolvido para estacas cravadas, instaladas sem extracção do terreno, não se aplica directamente ao caso de obra em análise ainda que, tal como referido no parágrafo 2.4.3.1 seja possível fazê-lo através de um critério de base empírica.

Por outro lado, vários autores consideram as estacas instaladas com recurso a trado contínuo no grupo das estacas instaladas com extracção do terreno, e como tal, aplicou-se a metodologia de Meyerhoff (1956, 1976) e Aoki e Velloso (1975) com base em ensaios SPT.

Quadro 4-4 – Resultados relativos à avaliação da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2

| Ensaio de campo | Método de avaliação | Q_b (kN) | Q_s (kN) | Q_{ult} (kN) |
|-----------------|---------------------------------------|------------|------------|----------------|
| SPT | Meyerhoff (1956, 1976) | 4021 | 742 | 4763 |
| | Aoki e Velloso (1975) | 6894 | 1529 | 8423 |
| | Décourt e Quaresma (1978) | 3619 | 2752 | 6371 |
| | Monteiro (2000) | 4557 | 2945 | 7502 |
| CPT | Aoki e Velloso (1975) q_s calculado | 7540 | 1086 | 8626 |
| | Aoki e Velloso (1975) q_s medido | 7540 | 608 | 8148 |
| | Philipponnat (1980) | 8232 | 4326 | 12558 |

No caso de obra em análise, efectuou-se o cálculo da capacidade resistente lateral através do método de Aoki e Velloso (1975) dividindo em duas análises distintas: (1) cálculo da resistência lateral unitária na estaca (q_s) a partir dos valores referentes à resistência de ponta no cone (q_c); (2) resistência lateral unitária na estaca estimada a partir do valor de resistência lateral medida pela manga de atrito (f_s). Este cálculo é apresentado no Anexo B, parágrafo B.3.2.1.

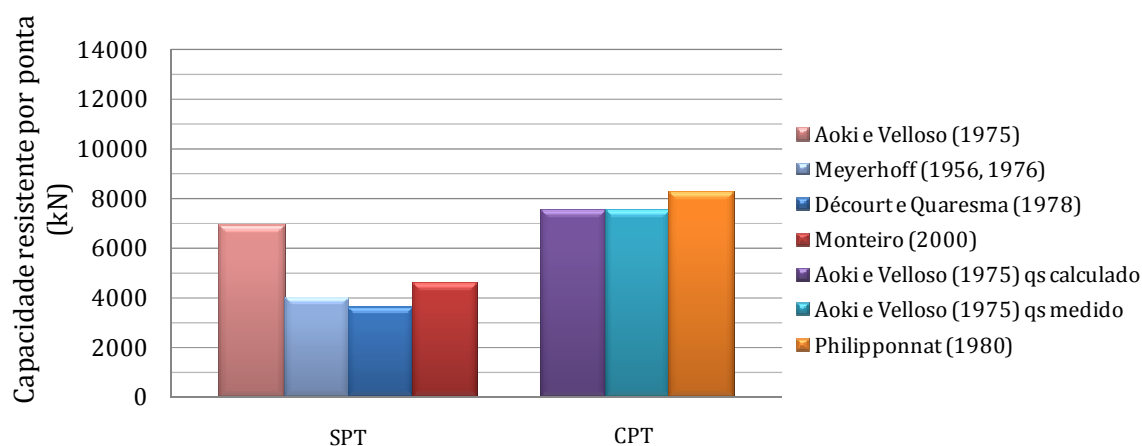


Figura 4-8 – Visualização gráfica dos resultados da avaliação da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2

A análise dos resultados permite verificar que, no que se refere à capacidade resistente por ponta, os métodos baseados nos ensaios CPT conduzem, em termos médios, a valores quase duplos dos obtidos através da aplicação dos métodos baseados nos ensaios SPT.

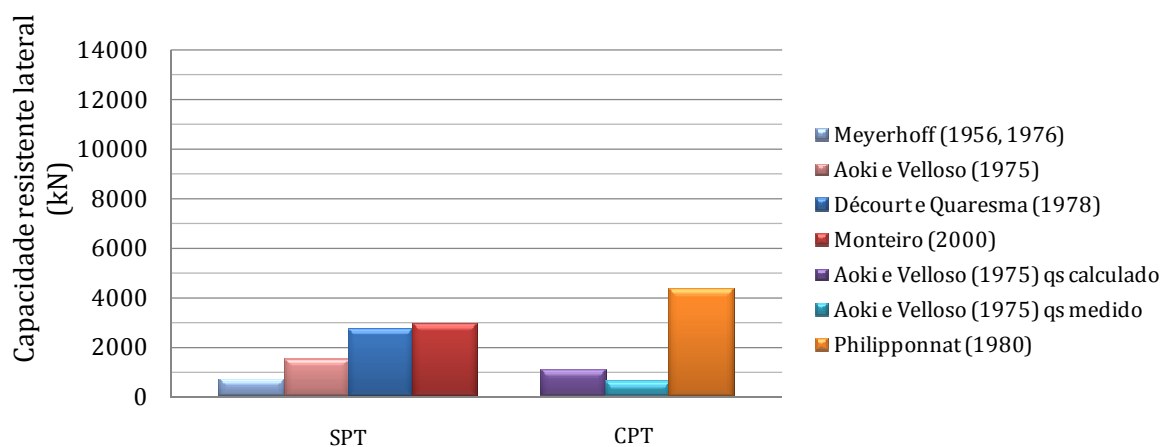


Figura 4-9 – Visualização gráfica dos resultados da avaliação da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2

No que diz respeito à capacidade resistente lateral verifica-se a situação inversa. Neste caso, e desprezando os resultados obtidos através do método de Philipponnat (1980) por serem bastante diferentes dos restantes, verifica-se que os resultados obtidos através dos métodos baseados nos ensaios CPT conduzem, em média, a resultados 3 vezes inferiores aos obtidos através dos métodos baseados nos ensaios SPT, com exceção do valor obtido por Meyerhoff (1956, 1976).

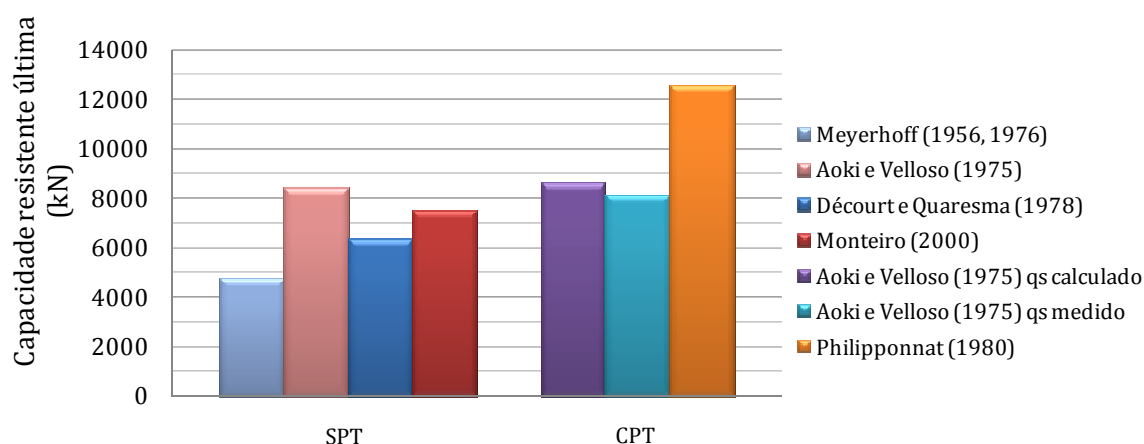


Figura 4-10 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 2

Relativamente à capacidade resistente última, e desprezando, mais uma vez, os resultados relativos ao método de Philipponnat (1980), verifica-se que, em média, os resultados obtidos através dos métodos baseados nos ensaios SPT conduzem a um valor médio de 6765 kN e os métodos baseados nos ensaios CPT a um valor médio de 8387 kN, isto é, no presente caso estes últimos são mais favoráveis.

Verifica-se assim que, no presente caso de obra, e tendo por referência um único ensaio de carga, a capacidade resistente última, considerando os valores médios obtidos com métodos baseados em ensaios SPT e CPT, apresenta uma variação de +86% e +131%, respectivamente tomando por referência os métodos de extrapolação.

Note-se que considerando os resultados do parágrafo 4.5.2 na hipótese de os métodos de extrapolação usarem o número mínimo de pontos (menos 3 pontos) analisado para cada método (média de 2093 kN), os valores atrás indicados são, respectivamente de +223% e +301%.

4.5.2.1 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios SPT com aplicação de factores correctivos

No parágrafo 2.4.2.1 é descrito a necessidade de se introduzir factores correctivos nos resultados de ensaios SPT. No entanto, e como foi referido nesse mesmo parágrafo, apenas se irá ter em conta o factor correctivo relacionado com a tensão efectiva de recobrimento (efeito de profundidade).

Na Figura 4-11 são indicadas as cotas e os valores corrigidos de N_{SPT} obtidos através da equação 2.10. Tendo em conta o número de pancadas obtido a diferentes profundidades,

calculou-se uma média desses mesmos valores nas diferentes camadas, tendo sido obtido na camada 1 um valor médio de 36 pancadas e na camada 2 um valor médio de 45 pancadas.

Para efeitos dos cálculos considerou-se para peso volúmico aparente total dos terrenos os valores de 20 kN/m^3 e 22 kN/m^3 , respectivamente para as camadas 1 e 2.

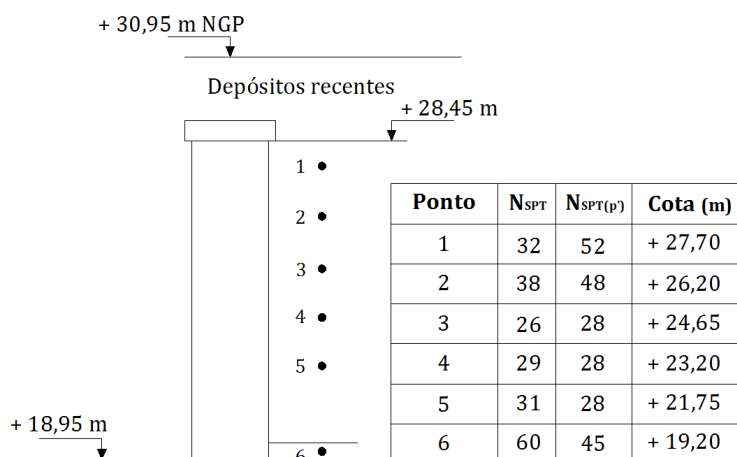


Figura 4-11 - Valores médios corrigidos dos ensaios SPT

No Anexo B, parágrafo B.3.3 apresentam-se os cálculos da capacidade resistente última tendo em conta o número médio de pancadas afectado pelo factor correctivo, C_N . Os resultados são descritos no Quadro 4-5, indicando-se entre parênteses e em percentagem a variação relativamente ao caso em que não se utilizou o factor correctivo. Nas Figuras 4-12 a 4-14 é possível observar graficamente os valores indicados no Quadro 4-5.

Quadro 4-5 - Resultados relativos à avaliação da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados corrigidos de ensaios de campo SPT – Caso de obra 2

| Ensaio de campo | Método de avaliação | Q_b (kN) | Q_s (kN) | Q_{ult} (kN) |
|-----------------|---------------------------|-------------|-------------|----------------|
| SPT | Meyerhoff (1956, 1976) | 3016 (-25%) | 871 (+17%) | 3887 (-18%) |
| | Aoki e Velloso (1975) | 5170 (-25%) | 1758 (+15%) | 6928 (-18%) |
| | Décourt e Quaresma (1978) | 2714 (-25%) | 3142 (+14%) | 5856 (-8%) |
| | Monteiro (2000) | 4557 (0%) | 3492 (+19%) | 8049 (+7%) |

A análise dos resultados permite verificar que, no que se refere à capacidade resistente por ponta, o método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou o valor mais reduzido no que se refere à utilização do valor corrigido de pancadas, sendo o método de Aoki e Velloso (1975) aquele que definiu o valor mais elevado. No método de Monteiro em que o número médio de pancadas é limitado a 40, não houve alteração em relação ao cálculo sem aplicação do factor

correctivo, isto porque o número médio de pancadas corrigido ao nível da base foi acima das 40 pancadas (45 pancadas), o que significa que o valor de N_{SPT} foi igual nos dois casos.

Analisando a capacidade resistente lateral, verifica-se um acréscimo em todos os métodos aquando da utilização do factor correctivo, apresentando uma variação média de +16%.

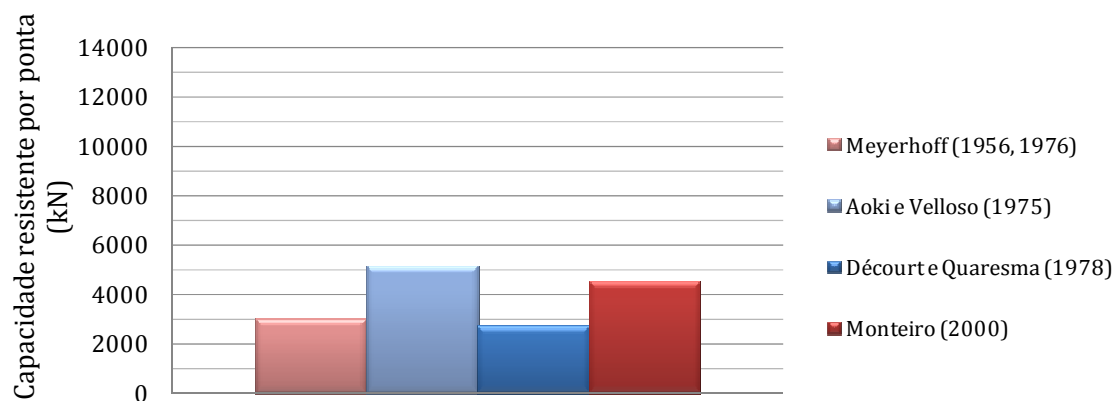


Figura 4-12 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2

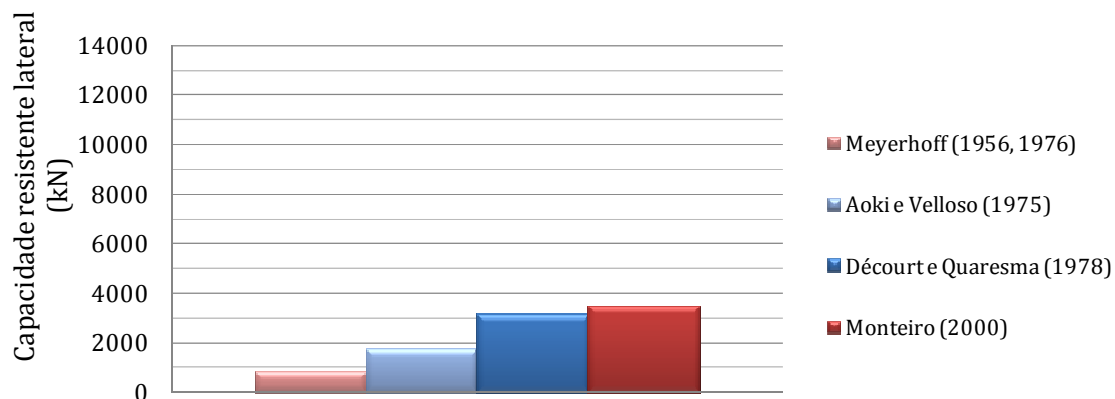


Figura 4-13 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2

Relativamente à capacidade resistente última com excepção do método de Monteiro (2000), verificou-se um decréscimo em relação aos valores definidos no parágrafo 4.5.2. Verifica-se que, em média, os resultados obtidos com aplicação do factor correctivo conduzem a um valor médio de 6180 kN, o que representa uma variação de -9% em relação à média de valores definidos no parágrafo anterior (6765 kN).

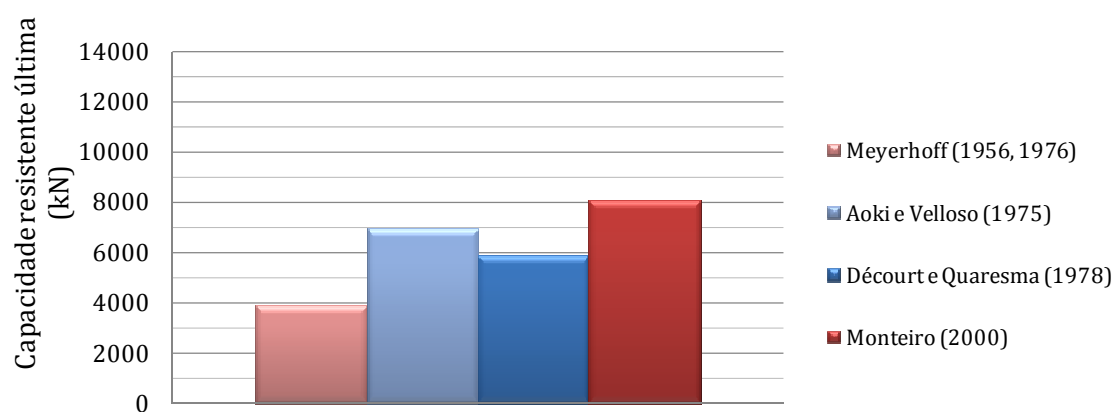


Figura 4-14 - Visualização gráfica dos valores de previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo SPT com aplicação de factores correctivos – Caso de obra 2

Capítulo 5

Caso de obra 3 – Central de Ciclo Combinado do Pego

5.1 Introdução

O caso de obra 3 refere-se à nova Central de Ciclo Combinado do Pego (Figura 5-1), cuja construção em curso se situa nos terrenos da actual Central Termoelétrica do Pego, concelho de Abrantes (Figura 5-2). Esta central produzirá electricidade utilizando como combustível o gás natural.



Figura 5-1 – Central de Ciclo Combinado do Pego

Os accionistas da Tejo Energia, empresa que detém a Central Termoelétrica do Pego, criaram uma nova empresa, a ElecGas. A ElecGas será detentora da nova Central de Ciclo Combinado, sendo a Siemens a empresa contratada para construção desta nova unidade.

Composta por duas unidades de ciclo combinado de eixo único, cujas turbinas a gás serão alimentadas a gás natural, a nova central terá uma capacidade instalada de cerca de 830 megawatts e, em conjunto com a central já existente, cuja capacidade é de 630 megawatts, vão tornar o Centro de Produção do Pego no maior pólo produtor de electricidade do país, com uma capacidade instalada de 1460 megawatts.



Figura 5-2 – Localização da Central de Ciclo Combinado do Pego, Abrantes

Prevê-se que a central esteja concluída durante 2011.

Na zona de implantação da nova central, para a obtenção de elementos relativos à caracterização geológica - geotécnica dos terrenos na zona de ensaios das estacas, foram realizados ensaios SPT em 3 furos de sondagem. Foram realizados ainda, e nas mesmas condições, vários ensaios CPT, não tendo sido possível a recolha dos registos referentes a estes últimos ensaios. A campanha de prospecção foi realizada pela empresa Geocontrole (2007).

Para uma análise do comportamento das estacas foram realizados ensaios de carga em 4 estacas preliminares. A Geomec (2008), a pedido da Tecnasol FGE, ficou encarregue de realizar os ensaios de carga dinâmicos por forma a realizar-se um estudo que visa correlacionar os resultados desses mesmos ensaios com os resultados obtidos nos ensaios de carga estáticos realizados pela Tecnasol FGE. Foram realizados ainda, e pela Tecnasol FGE (2008), ensaios de carga lateral.

No presente estudo, não se terá em conta os ensaios de carga lateral e dinâmicos para efeitos de cálculo/análise.

A informação resumida nos parágrafos 5.2 e 5.3 tem por base os elementos contidos no relatório efectuado pela Geomec (2008).

5.2 Características das estacas ensaiadas

As estacas em análise foram executadas por furação com extracção do terreno e tubo moldador recuperável.

As dimensões das estacas ensaiadas são indicadas no Quadro 5-1.

Quadro 5-1 – Dimensões das estacas analisadas

| Estaca | L (m) | Ø (m) |
|--------|-------|-------|
| 1 | 8,00 | 0,80 |
| 2 | 12,50 | 0,80 |
| 3 | 25,00 | 0,80 |
| 4 | 25,00 | 0,80 |

5.3 Caracterização geotécnica

Nas Figuras 5-3 a 5-5 indica-se a caracterização geológica – geotécnica dos terrenos envolvidos na proximidade dos locais de ensaio.

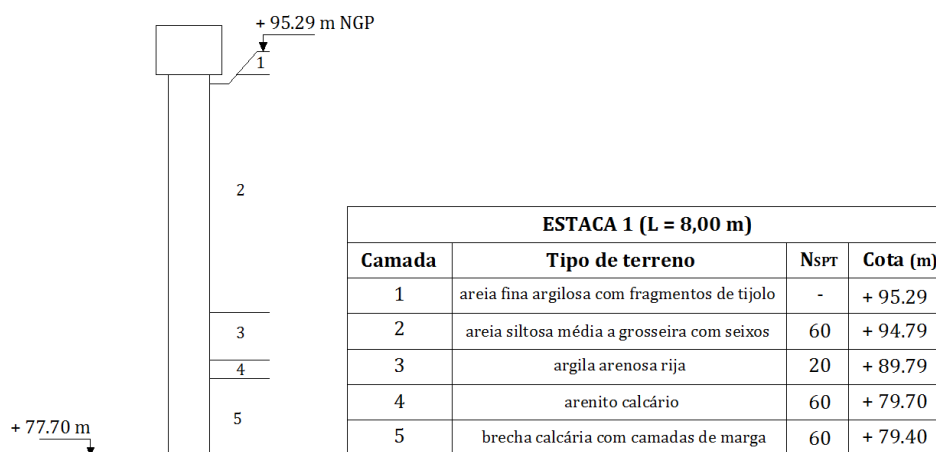


Figura 5-3 – Caracterização geotécnica – Estaca 1

5.4 Ensaios de carga estáticos

Também neste caso, à semelhança dos anteriores, os ensaios de carga estáticos foram do tipo MLT.

A carga máxima vertical aplicada foi de 7500 kN, o que corresponde a 3 vezes a carga máxima de serviço (2500 kN) a que as estacas irão estar sujeitas após a conclusão da obra, valor da ordem de grandeza de metade da carga axial característica relativa à rotura estrutural das estacas por compressão.

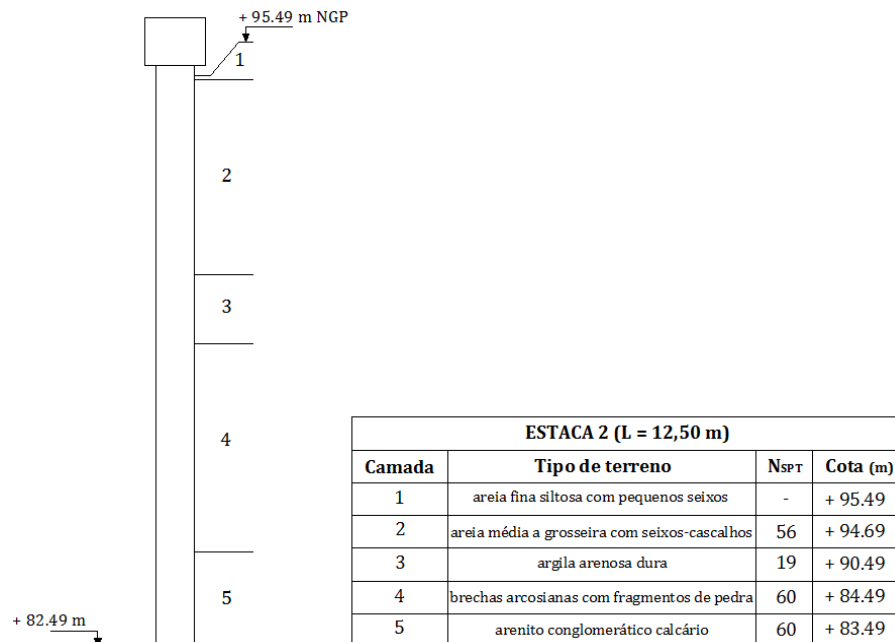


Figura 5-4 - Caracterização geotécnica – Estaca 2

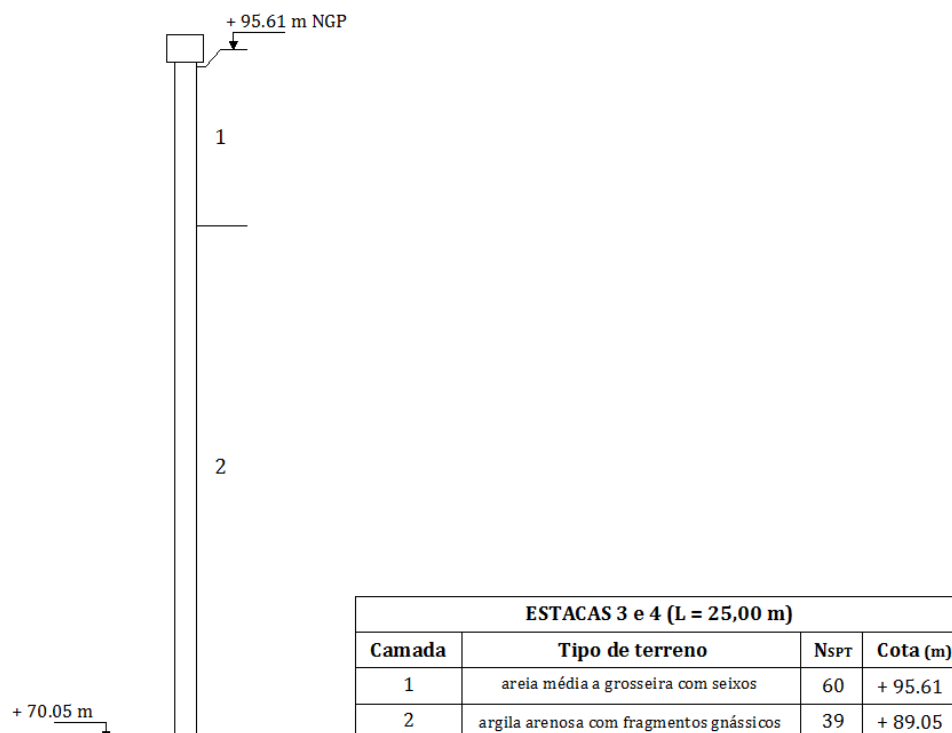


Figura 5-5 – Caracterização geotécnica – Estacas 3 e 4

Na Figura 5-6 é visível o equipamento utilizado na aplicação da carga vertical sobre a cabeça das estacas. O equipamento engloba quatro macacos hidráulicos e um dispositivo de reacção de 10 ancoragens inseridas no terreno. A carga aplicada nas estacas foi avaliada por células de carga colocadas entre os macacos hidráulicos e o sistema de reacção (Figura 5-7).

Ao longo do carregamento, os deslocamentos verticais foram referenciados através de 4 transdutores de deslocamento (LVDT) instalados sobre a cabeça das estacas (Figura 5-8). Para complementar as leituras de deslocamento vertical foram realizadas medições de nivelamento padrão para controlar os desvios da cabeça das estacas (Figura 5-9).



Figura 5-6 – Sistema de reacção para aplicação de carga vertical



Figura 5-7 – Macacos hidráulicos e células de carga



Figura 5-8 – Transdutores de deslocamento (LVDT)



Figura 5-9 – Medições de nivelamento padrão

O plano de cargas consistiu em 3 ciclos de carga – descarga, conforme se mostra no Quadro 5-2 e na Figura 5-10.

As curvas carga vs assentamento obtidas no decorrer dos ensaios de carga encontram-se representadas no Anexo D, parágrafo D.3.1. No entanto, à semelhança do caso de obra 2, as

curvas carga vs assentamento para efeitos de análise neste capítulo não tiveram em conta os ciclos de descarga, sendo a curva estimada a partir dos valores de assentamento mais reduzidos para um mesmo nível de carregamento (Anexo C, parágrafo C.1).

Quadro 5-2 – Patamares de carga e descarga estabelecidos para o ensaio

| 1º Ciclo de carga - descarga | | | 2º Ciclo de carga - descarga | | | 3º Ciclo de carga - descarga | | |
|------------------------------|-------------|-----------------|------------------------------|-------------|-----------------|------------------------------|-------------|-----------------|
| % de carga | Carga (kN) | Tempo de espera | % de carga | Carga (kN) | Tempo de espera | % de carga | Carga (kN) | Tempo de espera |
| 25 | 625 | 30 min | 25 | 625 | 10 min | 50 | 1250 | 10 min |
| 50 | 1250 | 30 min | 50 | 1250 | 10 min | 100 | 2500 | 10 min |
| 75 | 1875 | 30 min | 75 | 1875 | 10 min | 150 | 3750 | 10 min |
| 100 | 2500 | 6 hr | 100 | 2500 | 1 hr | 175 | 4375 | 30 min |
| 75 | 1875 | 10 min | 125 | 3125 | 1 hr | 200 | 5000 | 30 min |
| 50 | 1250 | 10 min | 150 | 3750 | 6 hr | 225 | 5625 | 30 min |
| 25 | 625 | 10 min | 125 | 3125 | 10 min | 250 | 6250 | 30 min |
| 0 | 0 | 1 hr | 100 | 2500 | 10 min | 275 | 6875 | 30 min |
| - | - | - | 75 | 1875 | 10 min | 300 | 7500 | 30 min |
| - | - | - | 50 | 1250 | 10 min | 240 | 6000 | 10 min |
| - | - | - | 25 | 625 | 10 min | 180 | 4500 | 10 min |
| - | - | - | 0 | 0 | 1 hr | 120 | 3000 | 10 min |
| - | - | - | - | - | - | 60 | 1500 | 10 min |
| - | - | - | - | - | - | 0 | 0 | 1 hr |

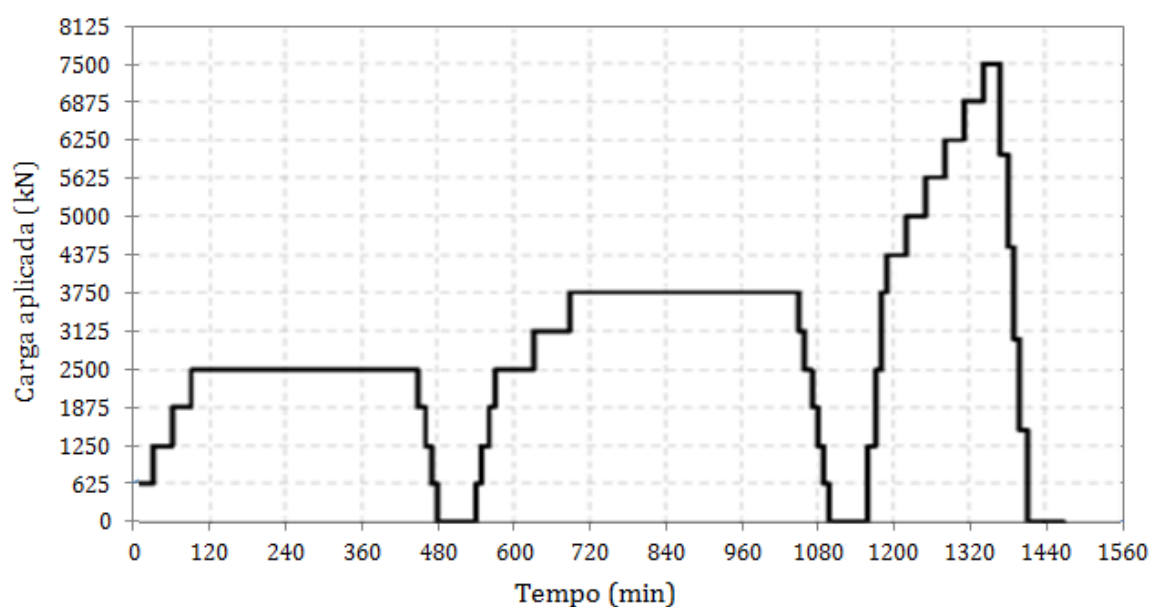


Figura 5-10 – Plano de carga – descarga

5.4.1 Previsão e avaliação da capacidade resistente última

Seguindo as análises efectuadas nos Capítulos 3 e 4, as análises realizadas no âmbito do presente capítulo irão adoptar a mesma estrutura de apresentação.

5.4.2 Previsão de capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de carga que não atingiram a rotura

Os ensaios de carga estáticos realizados no caso de obra em estudo, não provocaram a rotura física das estacas. Para tal, e à semelhança dos casos de obras anteriores, foi efectuado uma análise através dos critérios de rotura definidos por Tomlinson (1981). Tal como no caso de obra 2, e pelos mesmos critérios (5 e 6), foi possível efectuar uma previsão do valor de carga que corresponde ao limite do assentamento de fundação, tornando-a compatível com a estrutura que vai suportar, sendo os resultados apresentados no Quadro 5-3. Verifica-se novamente, a par do caso de obra 2, que as cargas obtidas através dos critérios de rotura de Tomlinson (1981) foram inferiores à carga máxima estipulada no ensaio (7500 kN). A análise é descrita no Anexo D, parágrafo D.3.3.

Quadro 5-3 – Previsão de carga segundo critérios de rotura definidos por Tomlinson (1981)

| Critérios de rotura | $Q_{colapso}$ (kN) | | | |
|---------------------|--------------------|----------|----------|----------|
| | Estaca 1 | Estaca 2 | Estaca 3 | Estaca 4 |
| 5 | - | 3535 | - | - |
| 6 | 3125 | 3923 | 2500 | 3080 |

À semelhança dos casos de obra 1 e 2, também neste caso, o ponto (0;0) foi desprezado no que diz respeito à aplicação dos métodos que adoptam algum critério de extrapolação da curva carga vs assentamento, pelas mesmas razões já referidas nos casos de obra anteriores (parágrafo 3.5.1 e 4.5.1).

Os valores obtidos através da aplicação dos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento encontram-se indicados no Quadro 5-4, sendo a visualização gráfica apresentada na Figura 5-11. Os cálculos são justificados no Anexo C, parágrafo C.2.

À semelhança do caso de obra 1 e pelas mesmas razões (parágrafo 3.5.1), o método de Brinch-Hansen (1963) não se aplica ao caso de obra em análise.

A análise da Figura 5-11 mostra a reduzida variação da capacidade resistente última em todas as estacas quando se utiliza o método de Butler e Hoy (1977) o que sugere, face às diferenças pouco significativas, que estes resultados não devem ser considerados para efeitos de análise.

Quadro 5-4 – Capacidade resistente última prevista pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento – Caso de obra 3

| Método de extrapolação | Q_u (kN) | | | |
|------------------------|------------|----------|----------|----------|
| | Estaca 1 | Estaca 2 | Estaca 3 | Estaca 4 |
| Brinch-Hansen (1963) | - | - | - | - |
| Mazurkiewicz (1972) | 12500 | 9870 | 16375 | 12417 |
| Butler e Hoy (1977) | 7499 | 7267 | 7489 | 7469 |
| Chin (1971,1978) | 41996 | 15364 | 24147 | 15278 |
| Décourt (1996) | 40712 | 13389 | 21448 | 14412 |

A Figura 5-11 mostra ainda que o método de Chin (1971, 1978) conduz, em todos os casos, aos valores mais elevados da capacidade resistente última, verificando-se o inverso quando se utiliza o método de Mazurkiewicz (1972).

A observação da Figura 5-11 sugere ainda que os valores relativos à estaca 1 obtidos pelos métodos de Chin (1971, 1978) e Décourt (1996) não devem também ser considerados pois, sendo a estaca mais curta entre todas as ensaiadas e atravessando terrenos com valores de N_{SPT} idênticos aos restantes terrenos, não deverá apresentar uma capacidade resistente última superior às restantes. Neste caso, e para efeito das análises que seguem, considera-se apenas o resultado obtido pela aplicação do método de Mazurkiewicz (1972).

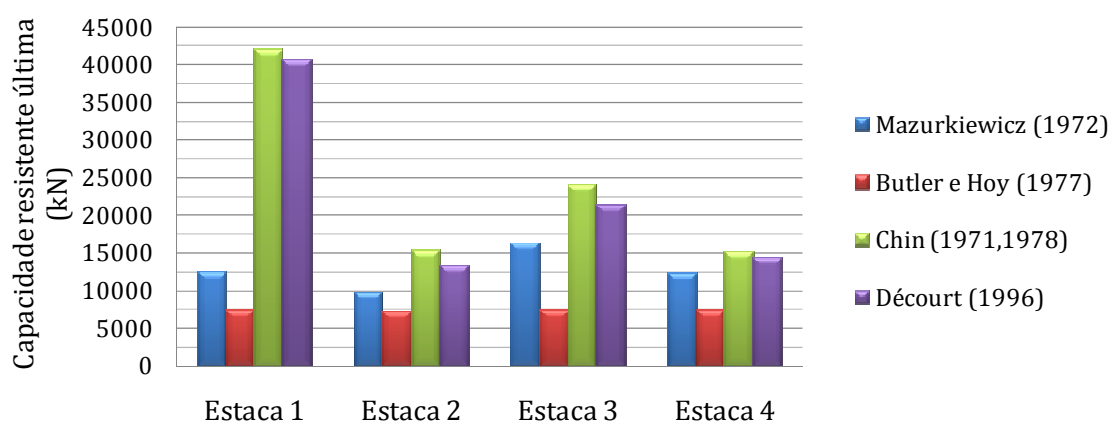


Figura 5-11 – Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última previstos pelos diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs assentamento - Caso de obra 3

Em termos médios, e desprezando os resultados devidos a Butler e Hoy (1977) pelas razões atrás referidas (caso de obra 1), obtiveram-se, em média, valores de capacidade resistente última de 12500, 12874, 20657 e 14036 kN nas estacas 1 a 4, respectivamente.

5.4.3 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

No Quadro 5-5 são apresentados os resultados obtidos através dos métodos definidos com base em ensaios de campo SPT para as estacas ensaiadas, nas condições já referidas no presente capítulo (parágrafo 5.3). Na Figura 5-12 à 5-14 é possível observar a representação gráfica destes mesmos valores. Os cálculos são justificados no Anexo C, parágrafo C.3.

Quadro 5-5 - Valores de previsão da capacidade resistente por ponta, da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3

| | Meyerhoff (1956, 1976) | Aoki e Velloso (1975) | Décourt e Quaresma (1978) | Monteiro (2000) |
|----------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------|
| Estaca 1 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 8617 | 6032 | 4194 |
| Q_s (kN) | 876 | 2306 | 2107 | 1612 |
| Q_{ult} (kN) | 4897 | 10923 | 8139 | 5806 |
| Estaca 2 | | | | |
| Q_b (kN) | 4021 | 8617 | 6032 | 4194 |
| Q_s (kN) | 984 | 2280 | 2835 | 2051 |
| Q_{ult} (kN) | 5005 | 10897 | 8867 | 6245 |
| Estacas 3 e 4 | | | | |
| Q_b (kN) | 2614 | 1960 | 2000 | 2464 |
| Q_s (kN) | 1656 | 3978 | 7207 | 5019 |
| Q_{ult} (kN) | 4270 | 5938 | 9207 | 7483 |

A Figura 5-12 mostra que a capacidade resistente por ponta assume valores mais elevados quando estimada pelo método de Aoki e Velloso (1975) no caso das estacas 1 e 2, e mais reduzidos no caso das estacas 3 e 4, verificando-se o inverso quando se utiliza o método de Meyerhoff (1956, 1976).

A observação da Figura 5-13 permite verificar que, com exceção da estaca 1, o método de Décourt e Quaresma (1978) conduz aos valores mais elevados da capacidade resistente lateral e que o método de Meyerhoff (1956, 1976) leva aos valores mais reduzidos.

A análise da Figura 5-14 mostra que, no caso das estacas 1 e 2, o método de Aoki e Velloso (1975) conduz aos valores mais elevados. Quanto às estacas 3 e 4, o valor mais elevado corresponde ao método de Décourt e Quaresma (1978). Os valores mais reduzidos da capacidade resistente última em todas as estacas foram definidos pelo método de Meyerhoff (1956, 1976),

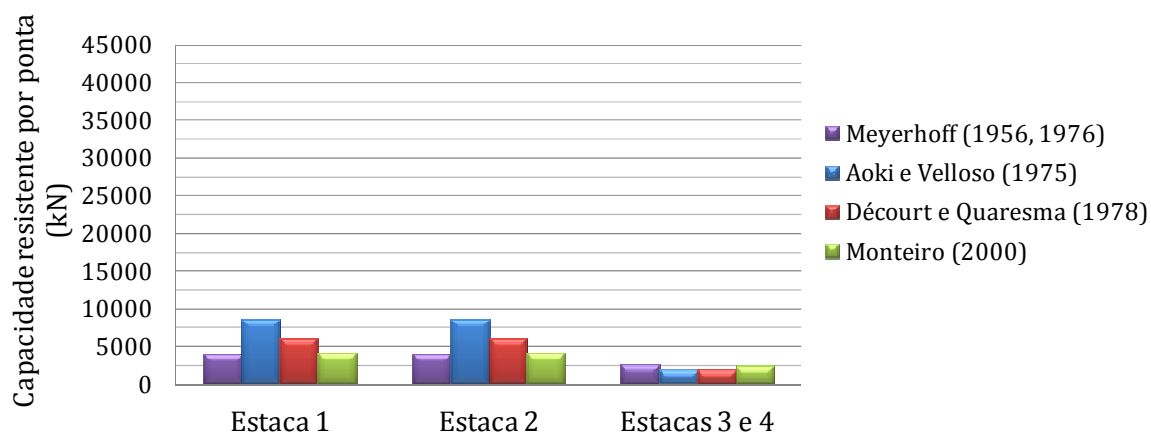


Figura 5-12 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente por ponta tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3

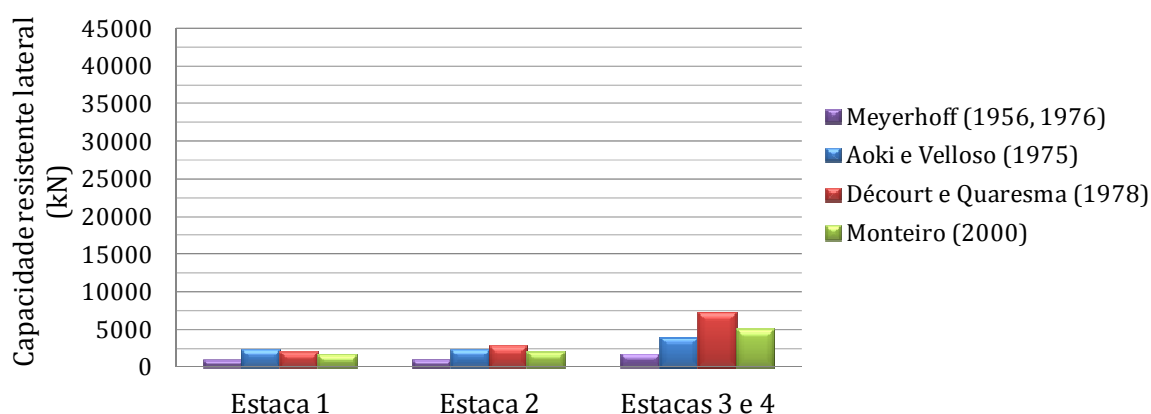


Figura 5-13 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente lateral tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3

Em termos médios, e considerando os resultados obtidos pelos 4 métodos, verifica-se que a capacidade resistente última é de 7441, 7754 e 6725 kN, respectivamente nas estacas 1, 2 e 3 e 4.

Tomando por referência os valores médios obtidos no parágrafo 5.4.2, verifica-se, em termos percentuais, uma diferença de -41%, -40%, -67% e -52%, no caso das estacas 1 a 4, respectivamente.

Com base nas percentagens atrás descritas, conclui-se que os valores de capacidade resistente última obtidos para as 4 estacas ensaiadas são provavelmente exagerados quando obtidos através dos métodos de extrapolação, sendo mais apropriadas as avaliações baseadas em resultados de ensaios de campo (neste caso apenas ensaios SPT).

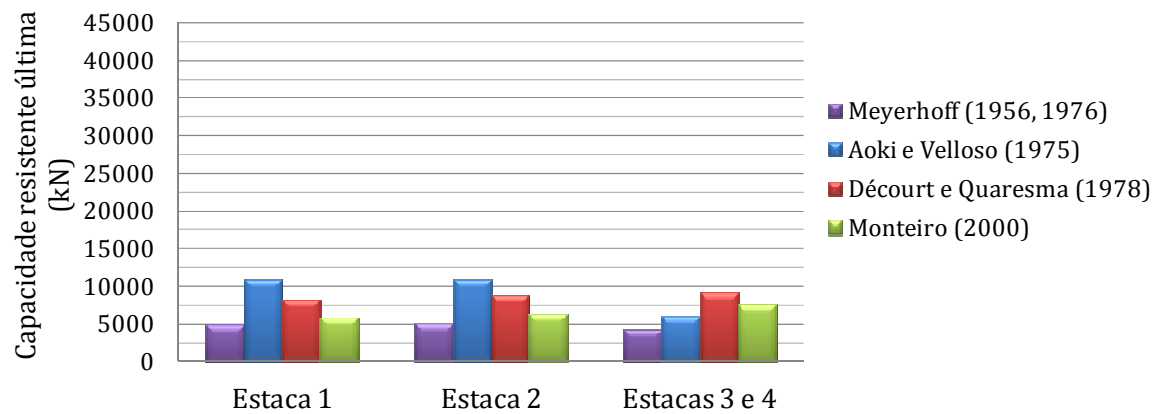


Figura 5-14 - Visualização gráfica dos valores da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo – Caso de obra 3

Capítulo 6

Conclusões finais e futuros desenvolvimentos

A presente dissertação tem como objectivo analisar a validade de métodos de extrapolação para avaliar a capacidade resistente última de estacas em compressão, tendo por base ensaios de carga que não atingem a rotura.

Como os elementos disponíveis para análise se referem a 3 casos de obra que, na totalidade, incluem 10 ensaios de estacas mas onde não foi formalmente reconhecida a hipótese de ter sido atingida a rotura mecânica das estacas, tentou-se balizar os resultados através de estimativas tendo por base a realização de ensaios de campo (SPT e CPT), efectuados em locais próximos dos ensaios de carga.

Ainda assim, procurou-se também aplicar sobre as curvas carga vs assentamento diferentes critérios de rotura disponíveis na bibliografia, ainda que em muitos casos não seja claro se os mesmos foram propostos para limitar danos às estruturas suportadas ou se efectivamente dizem respeito a situações de colapso das estacas, por insuficiente capacidade resistente do terreno.

O caso de obra 1 inclui 5 ensaios de carga sobre estacas com diâmetro de 0,80 m, comprimentos variando entre 34,5 e 57,80 m, executadas com furação e extracção do terreno, tendo sido usado tubo moldador recuperável em 2 delas (ensaios 1 e 2) e lamas bentoníticas nas restantes, atravessando genericamente aluviões de elevada possança com baixa resistência e elevada deformabilidade e nível freático relativamente próximo da superfície. A carga máxima dos ensaios foi de 7000 kN.

A diferença percentual entre os resultados obtidos através dos métodos de extrapolação utilizados e os métodos de previsão baseados em ensaios de campo (SPT) é +56%, +11%,

+49%, +23% e -35%, respectivamente para as estacas 1 a 5, tomando por referência o primeiro tipo de métodos. Estes valores passam a +53%, +8%, +45%, -6% e -69% quando se consideram os sobreconsumos de betão ocorridos em obra, os quais levaram à adopção de diâmetros equivalentes ao longo de determinados troços do fuste das estacas.

O caso de obra 2 inclui um ensaio de carga realizado sobre uma estaca com 0,80 m de diâmetro, 9,50 m de comprimento instalada por recurso a trado contínuo, atravessando areias soltas a compactas. A carga máxima do ensaio foi de 3500 kN.

Tomando os resultados obtidos através dos métodos de extrapolação por referência, verifica-se que os resultados baseados em ensaios SPT e CPT conduzem a diferenças percentuais médias da ordem de +86% e +131% respectivamente.

Considerando um número mínimo de pontos (menos 3 pontos) da curva carga vs assentamento experimental, em vez dos 7 e 6 considerados anteriormente, as diferenças percentuais são agora de +223% (SPT) +301% (CPT).

Relativamente ao uso de factores correctivos nos dados obtidos pelos ensaios SPT, o valor médio da capacidade resistente última obtido por essa mesma via, apresenta uma diferença de -9% em relação ao cálculo sem qualquer correcção.

O caso de obra 3 inclui 4 ensaios realizados também em estacas com 0,80 m de diâmetro e comprimentos variando entre 8,00 e 25,00 m, atravessando genericamente materiais de natureza arenosa com inclusões de outros materiais naturais e/ou artificiais que não permitiram, em muitos dos estratos definidos pela prospecção, estabelecer valores de N_{SPT} , tendo sido estes o único tipo de ensaios de campo realizados. As estacas foram executadas por furação com extracção do terreno e tubo moldador recuperável e a carga máxima dos ensaios foi de 7500 kN.

Considerando os resultados obtidos através dos métodos de extrapolação e os métodos de previsão baseados nos ensaios SPT, verifica-se que, tomando por referência os primeiros, a diferença percentual dos resultados médios conduz a valores de -41%, -40%, -67% e -52%, respectivamente nas estacas 1, 2, 3 e 4.

Note-se que relativamente a um estado limite por rotura estrutural das estacas, em todos os 10 ensaios considerados, estas têm um diâmetro de 0,80 m, comprimentos variando entre 8,00 e 57,80 m, atravessam estratos com diferentes características mecânicas e que, considerando um betão de características médias e uma tensão de rotura característica do betão à compressão de 25 MPa se obtém uma carga axial de cerca de 12500 kN, isto é, a carga máxima de ensaio corresponde, aproximadamente, a 1/2, 1/3 e 1/2 daquele valor, respectivamente no caso de obra 1, 2 e 3.

Com base nas conclusões gerais sobre os 3 casos de obra apresentados anteriormente, pode concluir-se que os métodos de previsão da capacidade resistente última de estacas, tendo por base registos experimentais de ensaios de carga que não atingiram a rotura, não permitem obter uma estimativa adequada da capacidade resistente última de estacas em compressão.

Face às limitações da informação utilizada no presente trabalho, isto é, pelo facto de as curvas carga vs assentamento não corresponderem a ensaios de compressão que tenham levado à rotura das estacas quer estrutural quer por insuficiente capacidade resistente do terreno, seria interessante desenvolver este mesmo tipo de estudo nessas condições.

Por outro lado, sendo habitualmente reconhecido que na ausência de resultados experimentais obtidos através da realização de ensaios de estacas em verdadeira grandeza, os métodos de avaliação da capacidade resistente última baseados em ensaios de campo são mais adequados do que métodos teóricos baseados na Mecânica dos Solos clássica, seria interessante desenvolver estudos mais aprofundados sobre este tipo de métodos, os quais têm por base, genericamente, um conjunto geralmente muito limitado de informação, quer em termos de tipos de terrenos envolvidos, quer tipos de processos de execução das estacas.

Referências bibliográficas

Abreu, L. (2002). Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da Formação Libertad. *Tese de Mestrado*. Brasil/Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Abu-Farsakh, M., & Titi, H. (2004). Assessment of direct cone penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 935-944.

Abu-Farsakh, M., & Titi, H. (1999). *Evaluation of bearing capacity of pile from cone penetration test data*. LTRC Project No. 98-3GT.

Adbelrahman, G. E. (2002). Prediction of ultimate pile load from axial load tests and penetration tests. *The Egyptian Geotechnical Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10.

Albuquerque, P. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ómega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. *Tese de Doutorado*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo.

Aoki, N., & Velloso, D. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, (pp. 373-388). Buenos Aires.

Aviz, L. (2006). Estimativa da capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos e teóricos. *Tese de Mestrado*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design* (5 ed.). McGraw-Hill.

Brinch-Hansen, J. (1963). Hyperbolic stress-strain response. Cohesive soils. *Journal for Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 89, 241-242.

Bromham, S., & Styles, J. (1971). An analysis of pile loading tests in a stiff clay. *Proceedings First Australian - New Zealand Conference on Geomechanics*, 1, pp. 246-253. Melbourne.

Butler, H., & Hoy, H. (1977). *The Texas quick-load method for foundation load testing*. Report No. FHWA-IP-77-8.

Câmara, M. (1997). Dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios de carga. *Tese de Mestrado*. UNL-FCT.

Cavalcante, E. H. (2005). Capacidade de carga e recalque. *Notas de aula - Disciplina de Fundações (Cap.7)*. Aracaju: Universidade Federal de Sergipe.

Cernica, J. (1995). *Geotechnical Engineering. Foundation Design*. John Wiley & Sons, Inc.

Chin, F. (1978). *Diagnosis of pile condition*. (2 ed., Vol. 9). Geotechnical Engineering.

Chin, F. (1971). Pile tests. Arkansas river project. *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ASCE)*, 97, 930-932.

Cooling, & Pacshaw. (1950). In H. Poulos, & E. Davis, *Pile foundation analysis and design (1980)*. John Wiley & Sons.

Décourt, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *III SEFE*, 1, pp. 215-224. São Paulo.

Décourt, L., & Quaresma, A. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *VI COBRAMSEF*, 1, pp. 45-53. Rio de Janeiro.

EN 1997-1. (2010). Eurocódigo 7, Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Bruxelas: CEN, European Committee for Standardization.

Esteves, E. (2005). Ensaios e análise da resposta de estacas em solo residual do granito sob acções verticais. *Tese de Mestrado*. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Filho, W., & Neto, S. *Comparação entre os métodos de previsão de capacidade de carga, estáticos e semi-empíricos e dinâmicos, através do controle de cravação de estacas*. Belém: UNAMA - Universidade da Amazônia.

Geocontrole. (2007). *Pego CCGT Power Plant Abrantes, Geotechnical Site Investigation*. Proc. 45707, Portugal.

Geomec - Sociedade Portuguesa de Ensaio Dinâmicos, Lda. (2008). *Power Station of Pego CCGT - Load tests in experimental piles*. Report of initial pile load testing.

- Gomes, L. M. (2009). Estacas de fundação - Principais processos construtivos. *Tese de Mestrado*. Universidade Católica Portuguesa - Faculdade de Engenharia.
- Jardim, W. (1987). Crítica aos métodos que utilizam o ensaio SPT para previsão de recalques em fundações. *Revista Tecnologia*, 39-45.
- LCPC. (1990). La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LCPC. *Méthode d'essai LCPC*, 34.
- LCPC. (1997). *Ponte sobre o rio Tejo em Santarém*. Vertical static load tests - Final test report.
- LCPC. (1996). Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LCPC. *Méthode d'essai LCPC*, 45.
- Martins, J. (2002). Fundações. *Apontamentos da disciplina de Fundações - Curso de Engenharia Civil*, 3. Universidade do Minho.
- Mazurkiewicz, K. (1972). Load testing of piles according to the Polish regulations. *Proceedings Swedish Academy of Engineering Sciences*.
- Melo, B. (2009). Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez. *Tese de Mestrado*. Universidade Estadual de Campinas.
- Meyerhof, G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 102, 195-228.
- Meyerhof, G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 82, 866-1 - 866-19.
- Monteiro, P. (2000). A estaca ômegaFranki - Capacidade de carga. *IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais*. 2, pp. 356-369. São Paulo: ABMS.
- Niyama, S., Aoki, N., & Chamecki, P. (1996). Verificação de desempenho. In W. Hachichi, F. Falconi, J. Saes, R. Frota, & S. Niyama, *Fundações: Teoria e prática*. São Paulo: Pini.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering* (2 ed.). New York: John Wiley.
- Philipponnat, G. (1980). Methode pratique de calcul d'un pieu isolé a l'aide du penetrometre statique. *Revue Francaise de Geotechnique*, 10, 55-64.
- Poulos, H., & Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons.

Salgado, R., & Lee, J. (1999). Pile design based on cone penetration test results. *Joint Transportation Research Program - Civil engineering*. Indiana: Purdue University.

Samson, L., & Authier, J. (1986). Change in pile capacity with time: Case histories. *CGJ*, 23.

Santos, J. (2002). Estacas sob acções verticais. Importância do controlo de qualidade. *Apontamentos da disciplina de Fundações*. IST.

Santos, J. (2008). Fundações por estaca, acções verticais. *Elementos teóricos da disciplina de Obras Geotécnicas*. IST.

Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in Geomechanics: The main tests*. Taylor & Francis.

Stephan, A. (2000). Comparação entre os métodos de previsão de capacidade de carga, estáticos, semi-empíricos e dinâmicos, com prova de carga estática realizada em estacas pré-moldadas. *IV Congresso de Engenharia Civil*, 2, pp. 653-665.

Tomlinson, M. (1981). *Pile Design and Constrution Practice*. London: Viewpoint.

Tomlinson, M., & Boorman, R. (2001). *Foundation Design and Construction* (7 ed.). Inglaterra: Pearson-Prentice Hall.

Varatojo, P. (2005). Fundações profundas. *Apontamentos da disciplina de Mecânica de Solos*, 2. UNL-FCT.

Velloso, D., Aoki, N., & Salamoni, J. (1978). Fundações para silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. *VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 3, pp. 125-151. Rio de Janeiro.

Velloso, P. (1985). Fundações - Aspectos geotécnicos. 2, 4. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

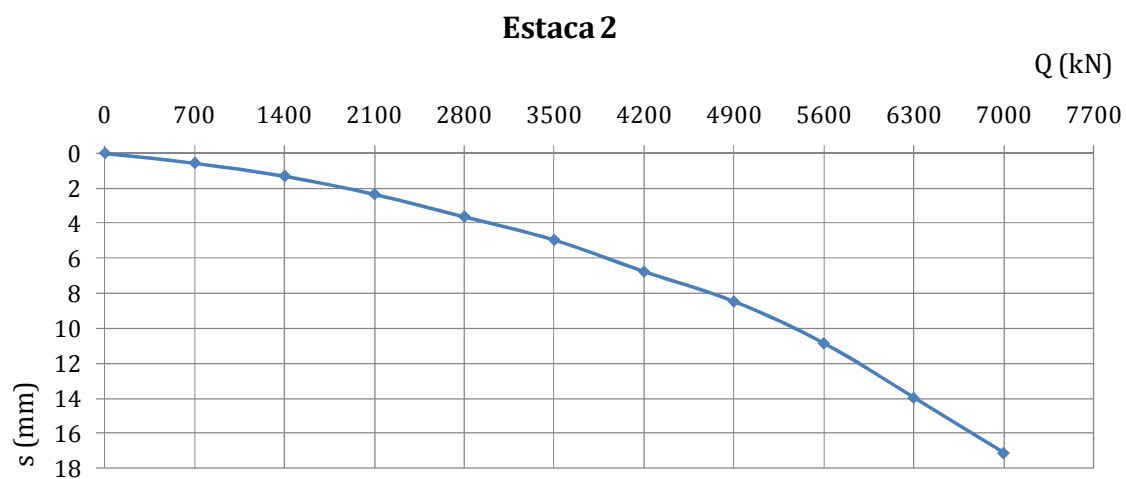
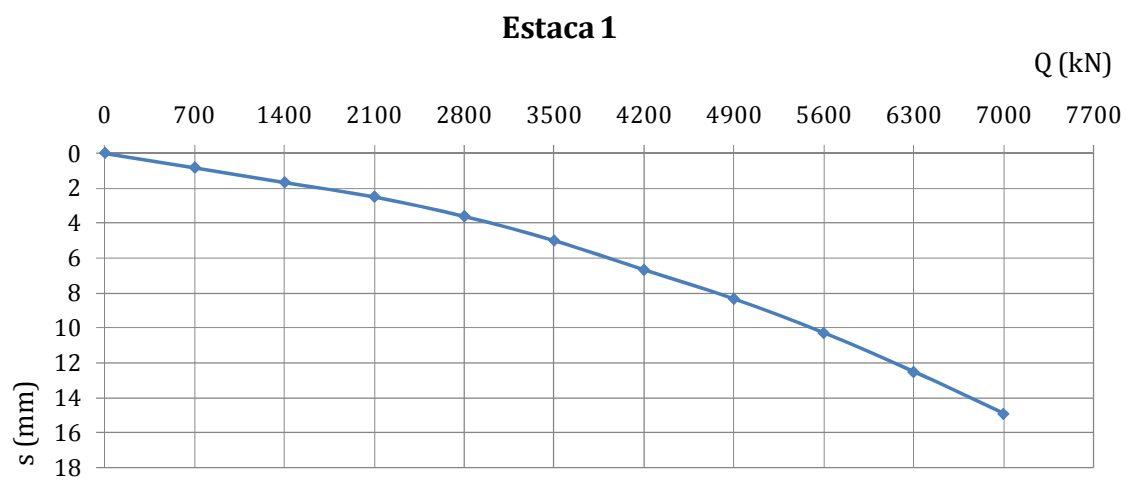
Viana-da-Fonseca, A. (2011). Ensaio em estacas instrumentadas em campos experimentais de Portugal: Interpretação à luz do critério Francês. *Palestra sobre instrumentações aplicadas em fundações: Práticas actuais e tendências*, (pp. 59-68). São Paulo.

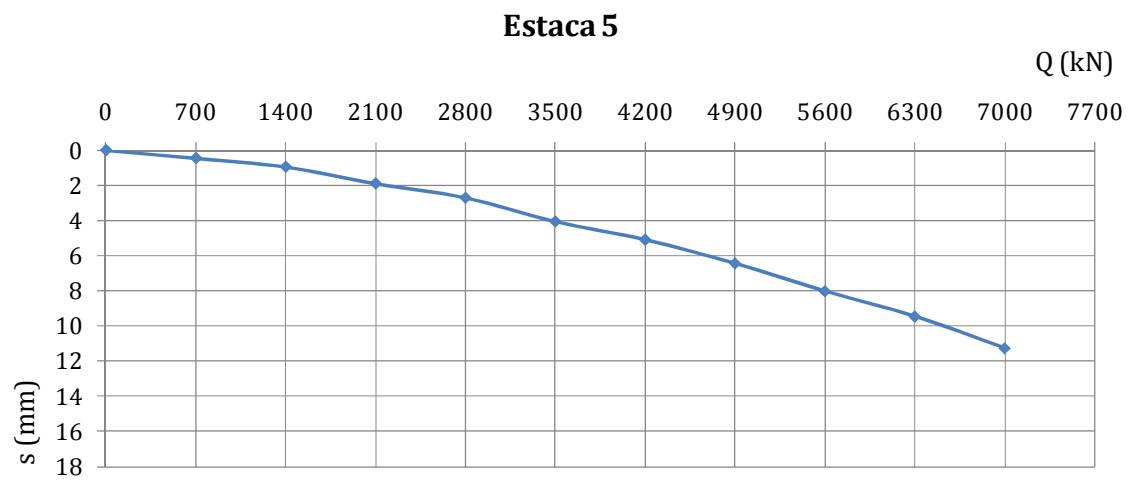
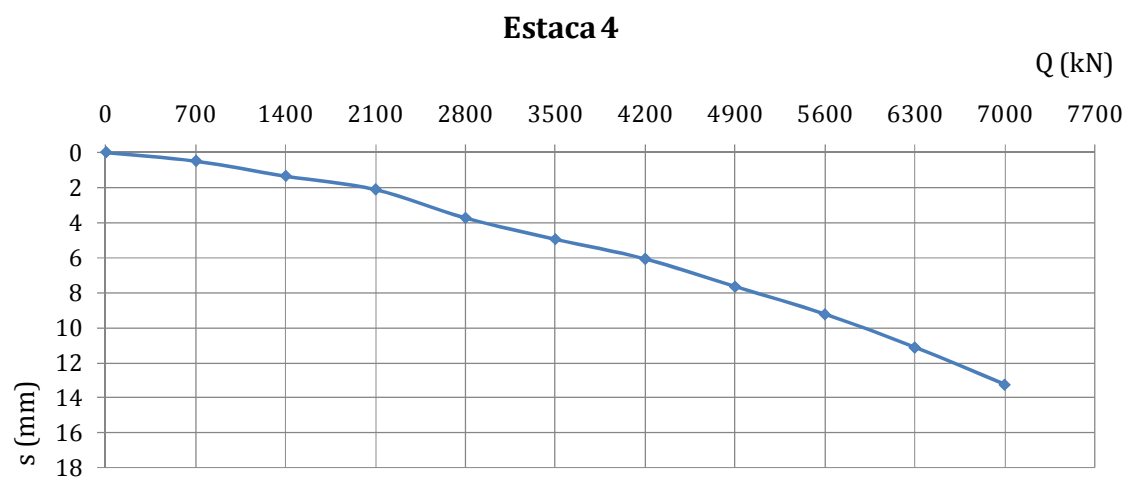
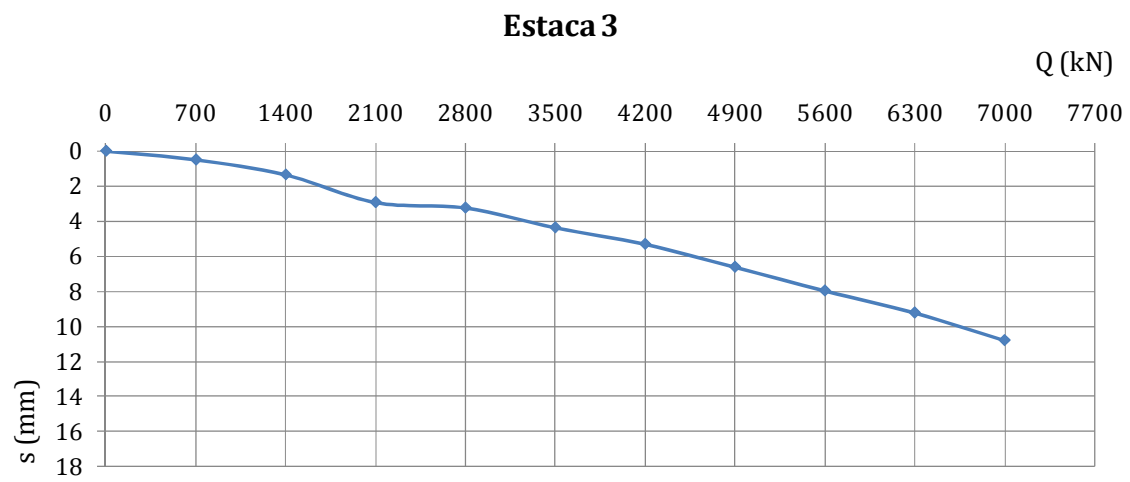
Whitaker, T. (1970). *The Design of Piled Foundations* (1 ed.). Oxford; New York: Pergamon Press.

Anexo A

Cálculos justificativos – Caso de obra 1

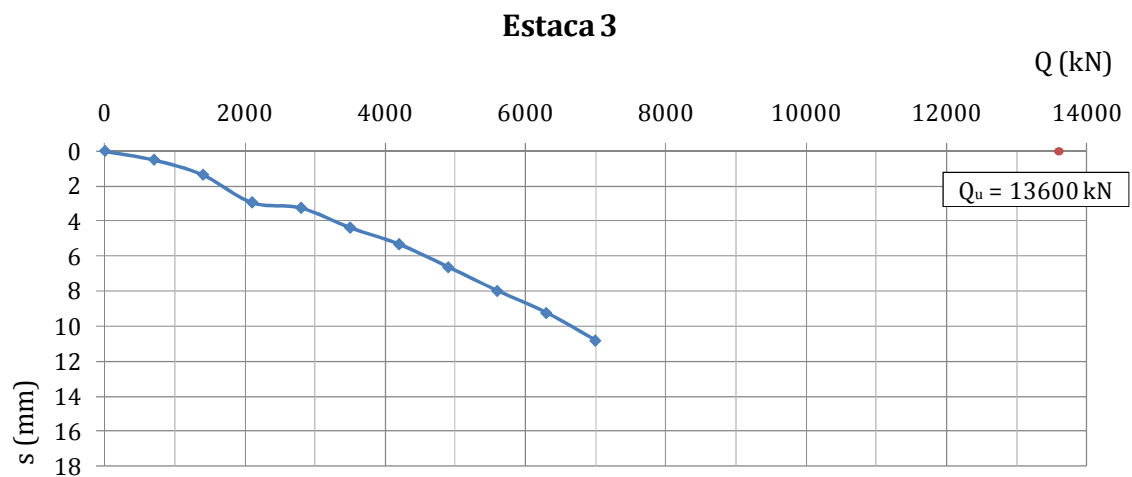
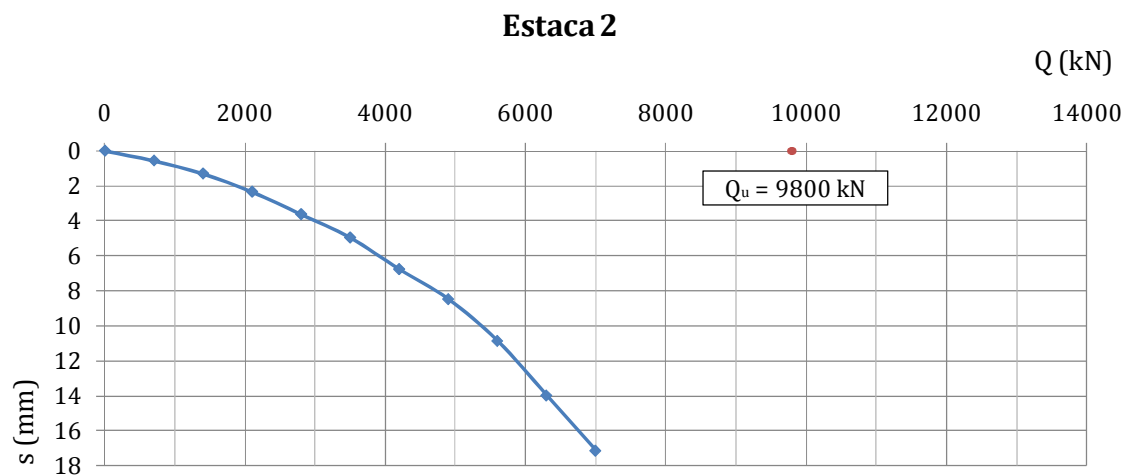
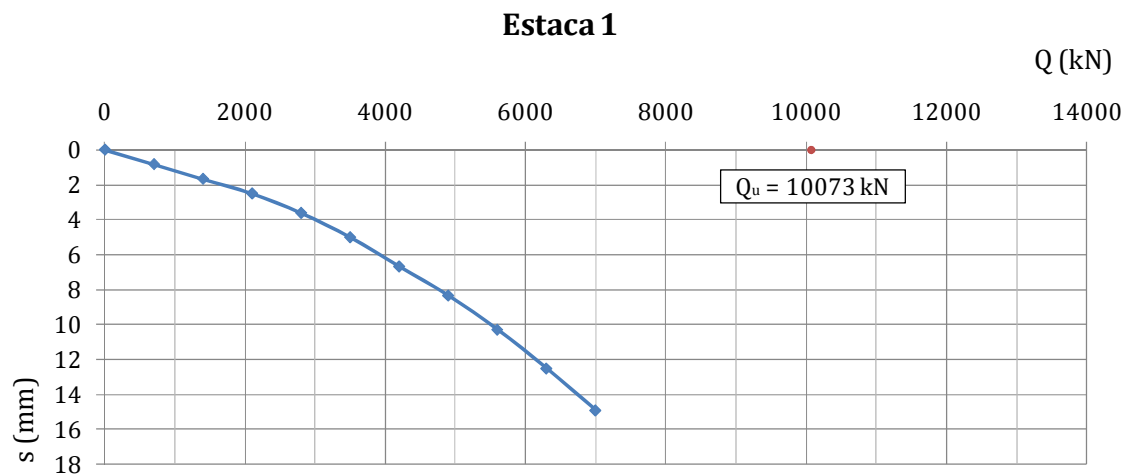
A.1 Curvas carga vs assentamento experimentais

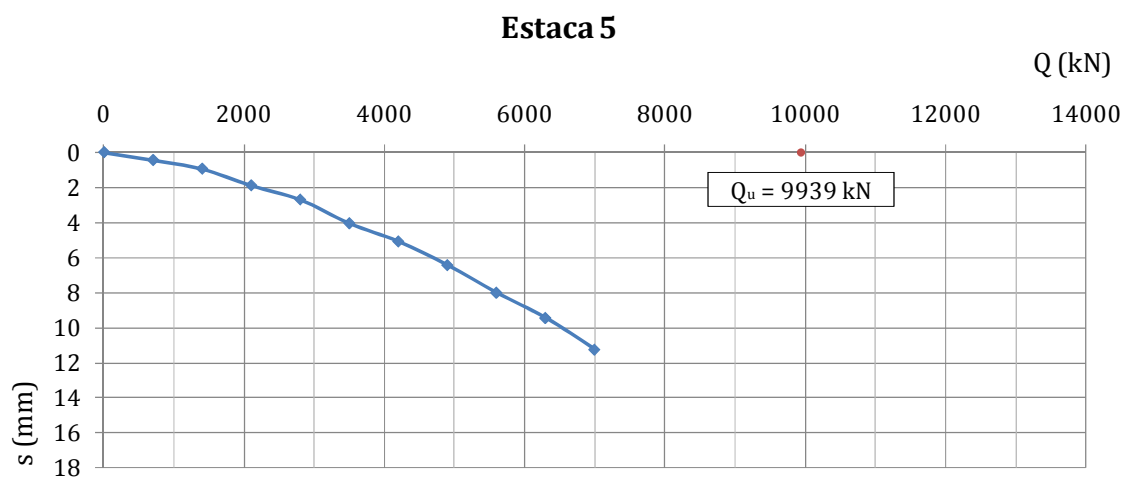
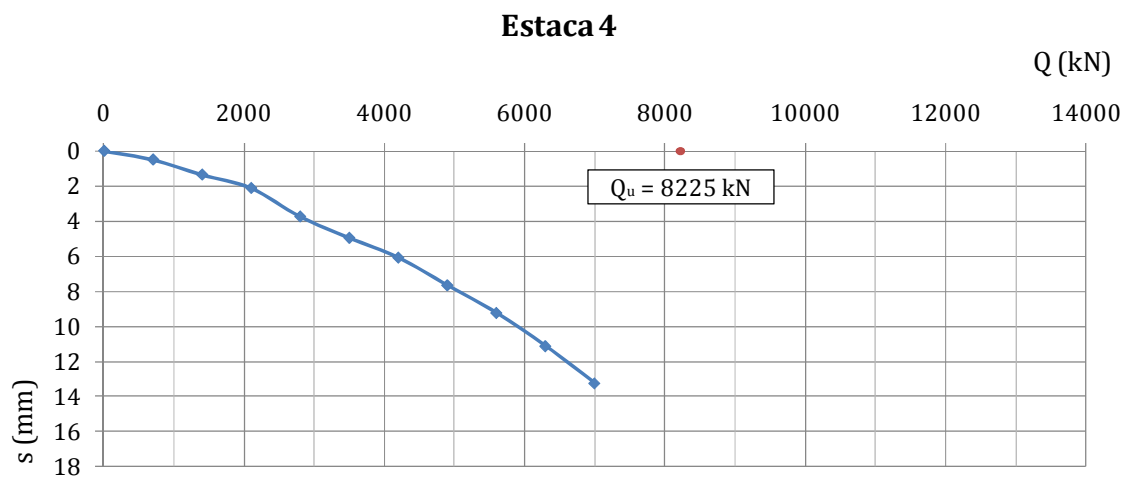




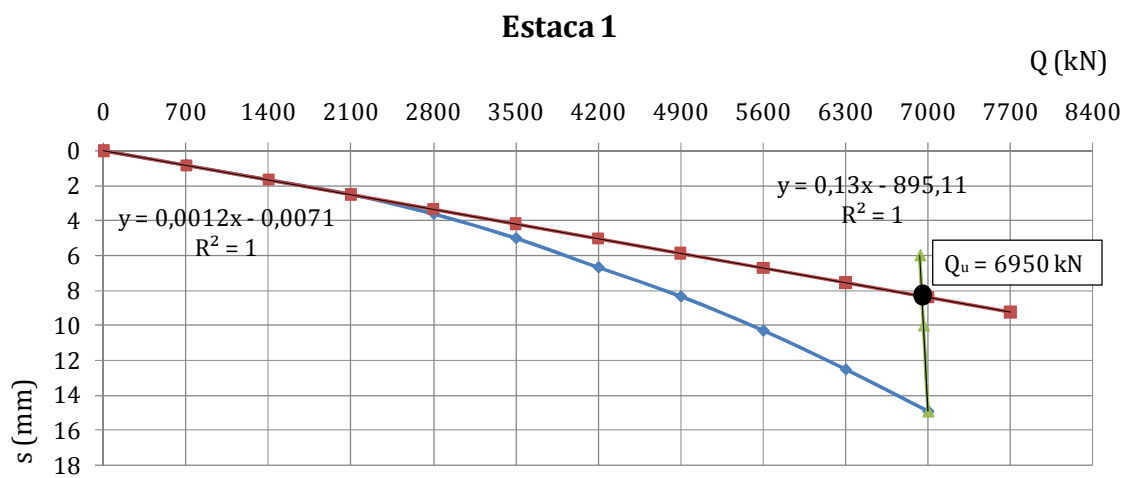
A.2 Previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios que não atingiram a rotura

A.2.1 Método de Mazurkiewicz (1963)

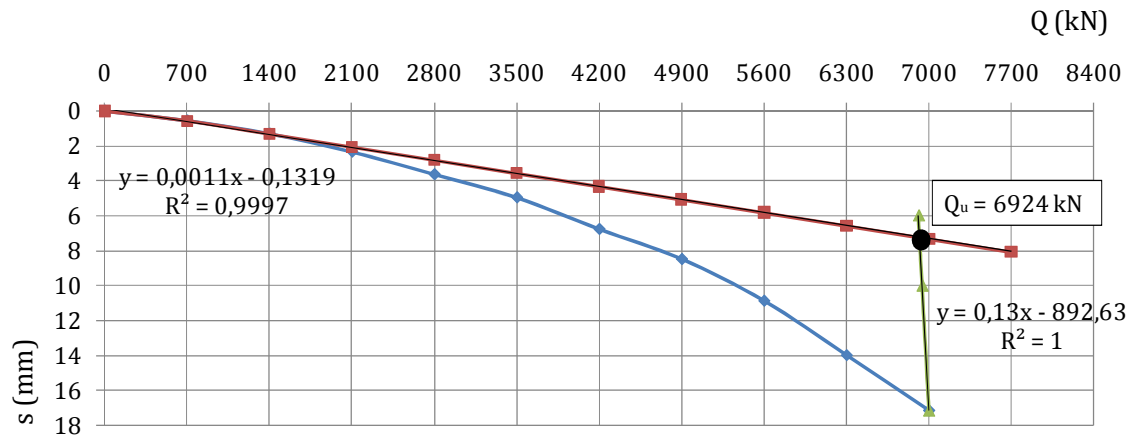




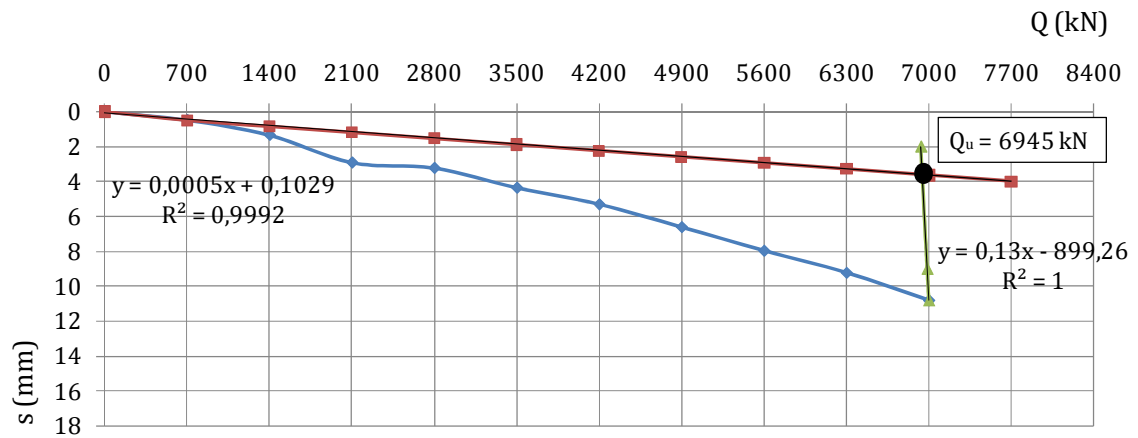
A.2.2 Método de Butler e Hoy (1977)



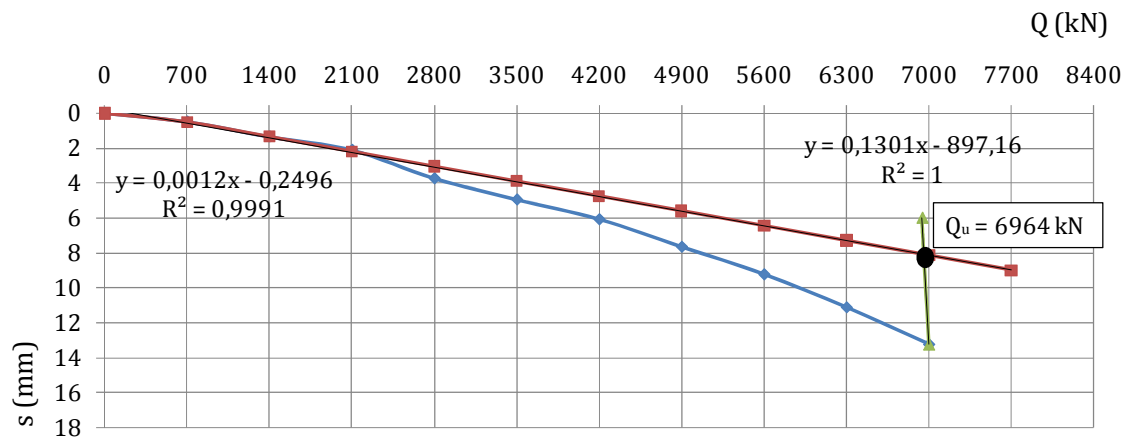
Estaca 2

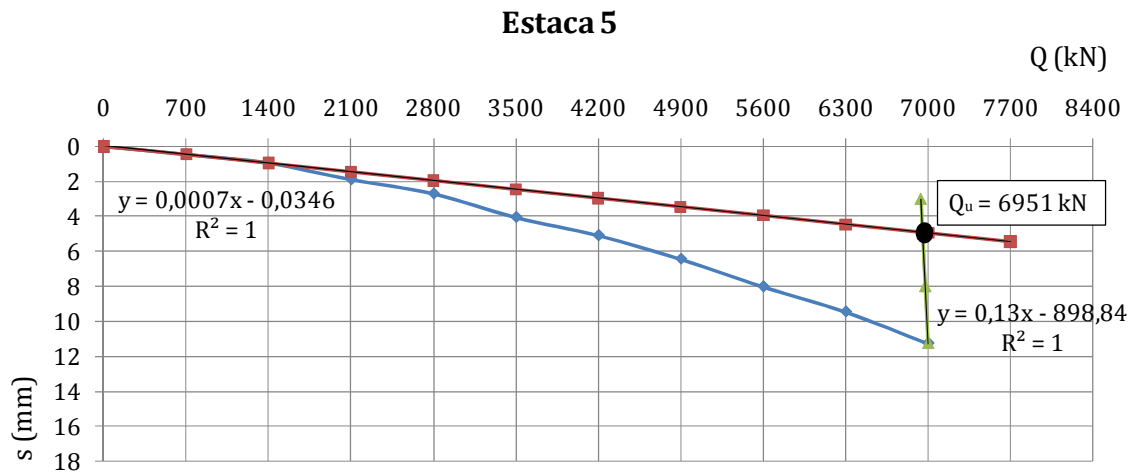


Estaca 3

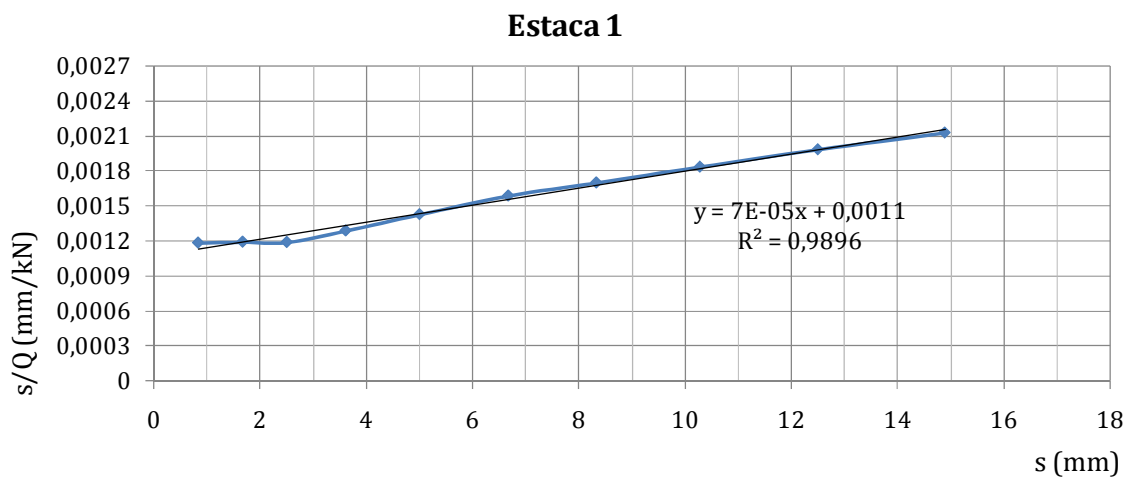


Estaca 4

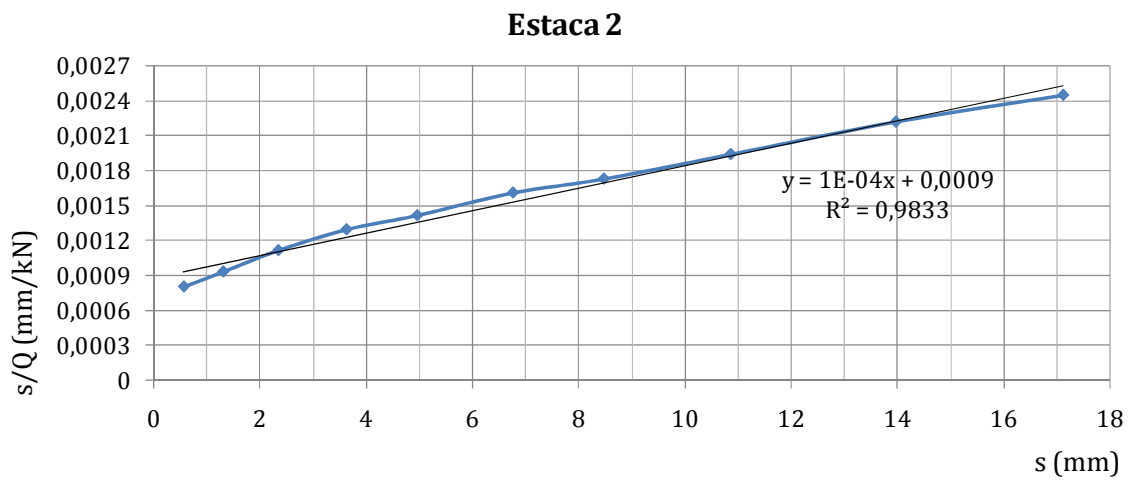




A.2.3 Método de Chin (1971, 1978)

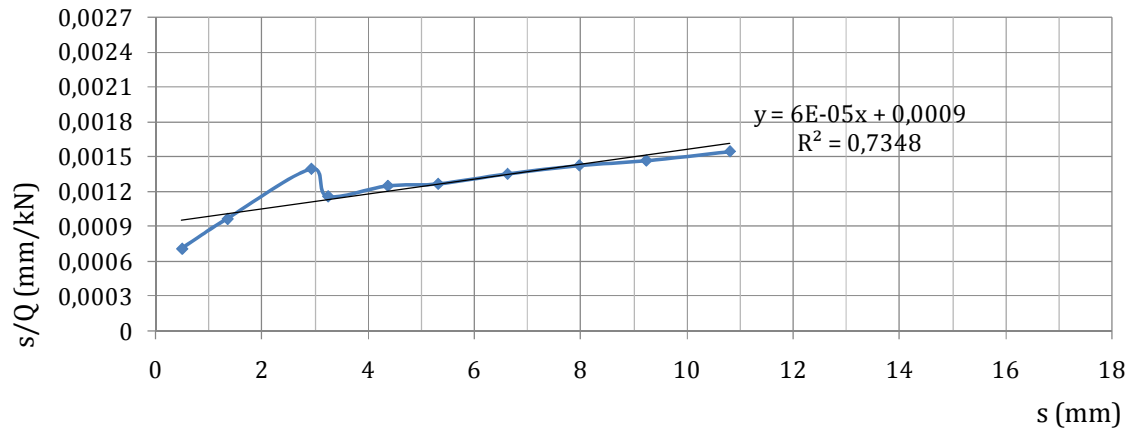


$$Q_u = \frac{1}{0,000072676} = 13760 \text{ kN}$$



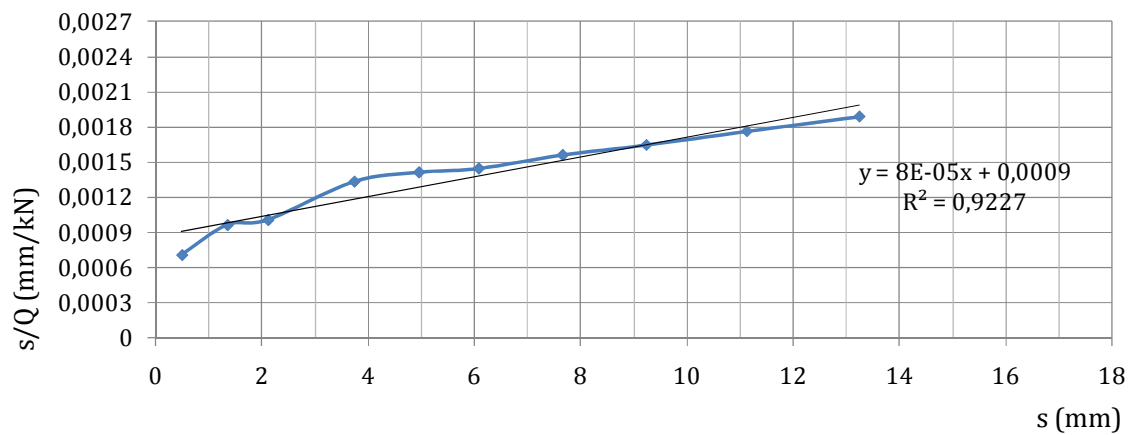
$$Q_u = \frac{1}{0,0000964663} = 10366 \text{ kN}$$

Estaca 3



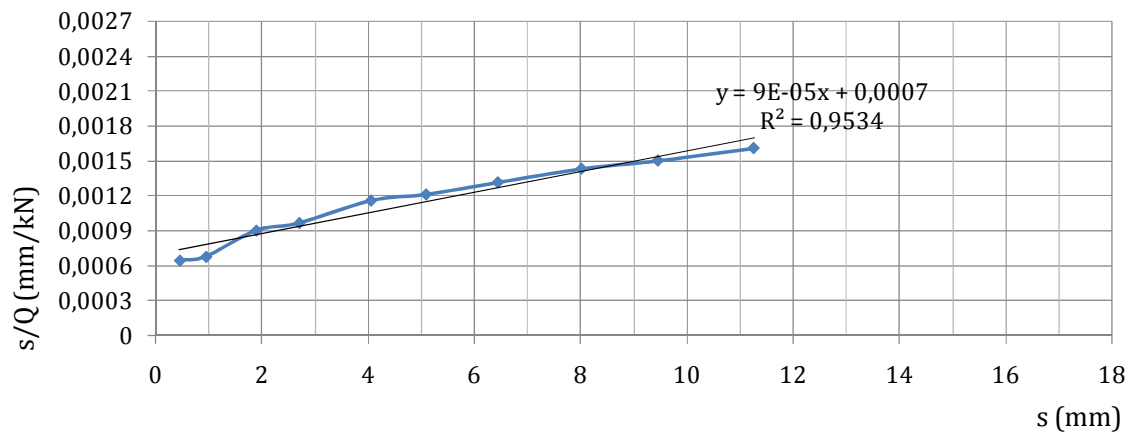
$$Q_u = \frac{1}{0,0000638484} = 15662 \text{ kN}$$

Estaca 4



$$Q_u = \frac{1}{0,0000847593} = 11798 \text{ kN}$$

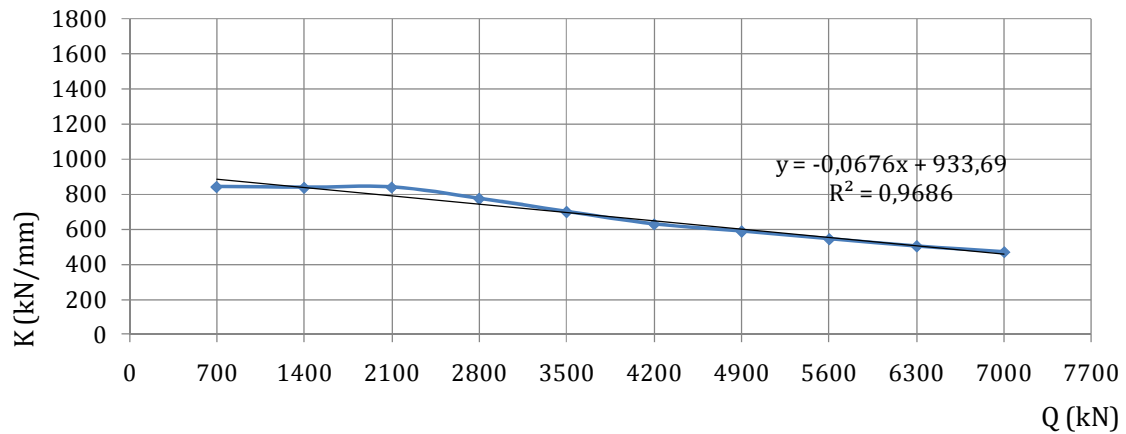
Estaca 5



$$Q_u = \frac{1}{0,0000888488} = 11255 \text{ kN}$$

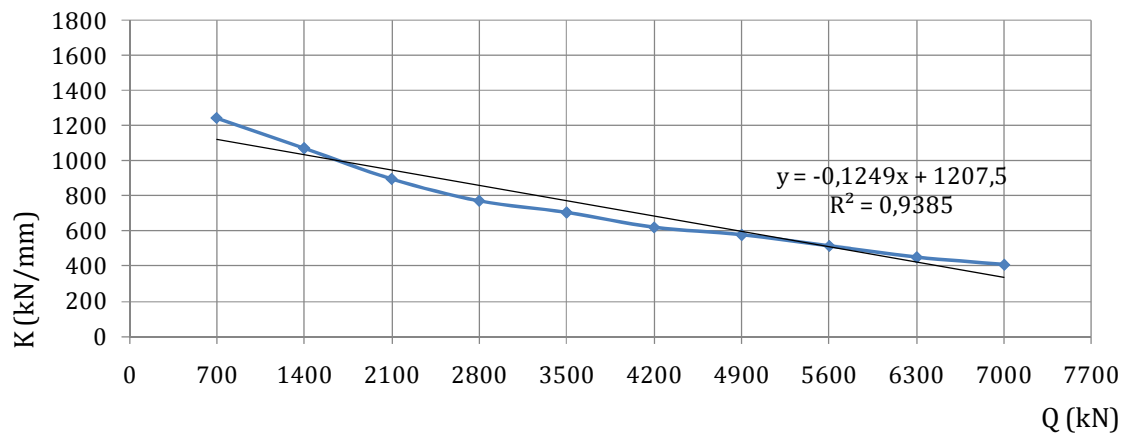
A.2.4 Método de Décourt (1996)

Estaca 1



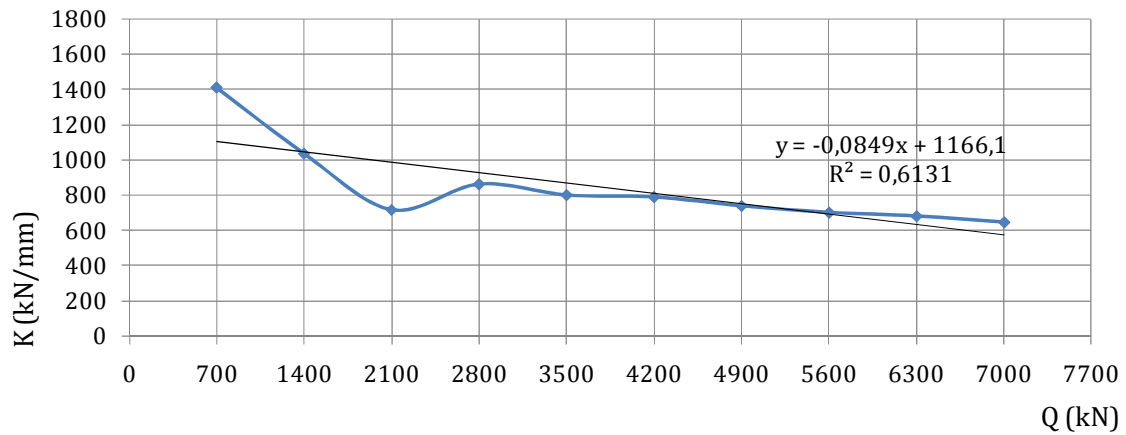
$$Q_u = -\frac{933,69}{-0,067605} = 13811 \text{ kN}$$

Estaca 2



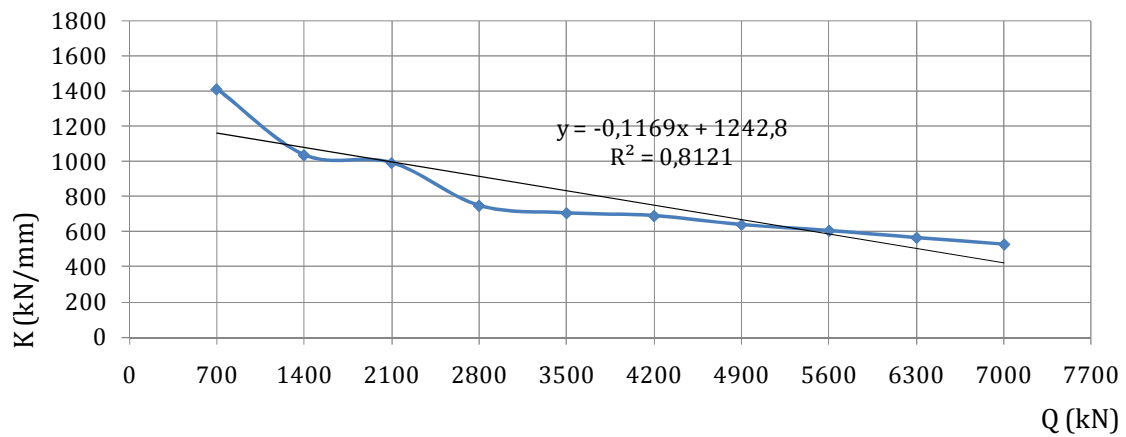
$$Q_u = -\frac{1207,4981}{-0,1248916} = 9668 \text{ kN}$$

Estaca 3



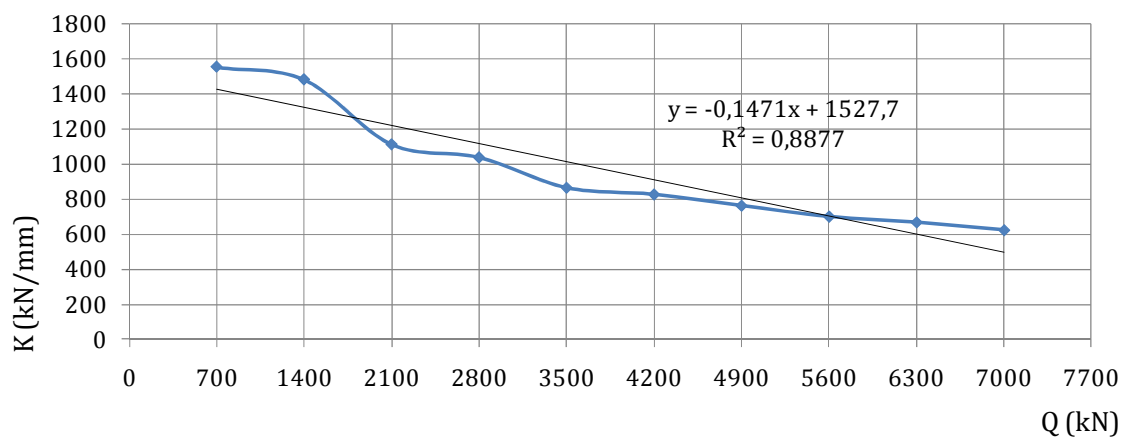
$$Q_u = -\frac{1166,08}{-0,084915} = 13732 \text{ kN}$$

Estaca 4



$$Q_u = -\frac{1242,82}{-0,116925} = 10629 \text{ kN}$$

Estaca 5



$$Q_u = -\frac{1527,74}{-0,147123} = 10384 \text{ kN}$$

A.3 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

A.3.1 Método de Meyerhoff (1956, 1976)

Hipótese 1 ($\varnothing = 0,80$ m)

- Estaca 1

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(5 \times 9) + (0 \times 6) + (6 \times 7) + (2 \times 30 \times 8) + (50 \times 6,2)]}{2} = 1102 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 1102 = 5123 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(2 \times 11 \times 12) + (2 \times 16 \times 5) + (11 \times 10) + (2 \times 10 \times 7,5) + (2 \times 20 \times 18,5) + \left(\left(\frac{(2 \times 20) + 20}{2} \right) \times 4,8 \right)]}{2} = 1970 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 1970 = 5991 \text{ kN}$$

- Estaca 3

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(2 \times 7 \times 8) + (4 \times 4) + (2 \times 9 \times 5,5) + \left(\left(\frac{(2 \times 8) + 8}{2} \right) \times 5 \right)]}{2}$$

$$\frac{+\left(\left(\frac{(2 \times 15) + 15}{2}\right) \times 6\right) + (2 \times 20 \times 17,5) + (50 \times 5,4)}{2} = 1749 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 1749 = 5770 \text{ kN}$$

- Estaca 4

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(2 \times 11 \times 4,5) + (2 \times 15 \times 11,5) + (8 \times 1) + (2 \times 23 \times 7,2) + (100 \times 2,8) + (100 \times 3,5) + (100 \times 4,5)]}{2} = 2342 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 2342 = 6363 \text{ kN}$$

- Estaca 5

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(2 \times 3 \times 6) + (2 \times 12 \times 5) + (2 \times 17 \times 7,5) + (2 \times 43 \times 6,5) + (50 \times 32,8)]}{2} = 3280 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 3280 = 7301 \text{ kN}$$

Hipótese 2 (Ø médio)

- Estaca 1 (Ø = 0,90 m)

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,45 \times 877}{2} = 1240 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 1240 = 5261 \text{ kN}$$

- Estaca 2 ($\emptyset = 0,8472$ m)

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,4236 \times 1568}{2} = 2087 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 4021 + 2087 = 6108 \text{ kN}$$

- Estaca 3 ($\emptyset = 0,909$ m)

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,4545 \times 1392}{2} = 1988 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 4021 + 2011 = 6009 \text{ kN}$$

- Estaca 4 ($\emptyset = 0,9638$ m)

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,4819 \times 1863}{2} = 2821 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 4021 + 2821 = 6842 \text{ kN}$$

- Estaca 5 ($\emptyset = 1,053$ m)

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,5265 \times 2610}{2} = 4317 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 4021 + 4317 = 8338 \text{ kN}$$

A.3.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

Hipótese 1 ($\emptyset = 0,80$ m)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{220 \times 60}{3,50} \right) = 1896 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,04 \times 220 \times 5}{7} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,06 \times 220 \times 0}{7} \right) \times 6 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,06 \times 200 \times 6}{7} \right) \times 7 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 30}{7} \right) \times 8 \right] + \left[\left(\frac{0,04 \times 220 \times 60}{7} \right) \times 6,2 \right] \right)$$

$$Q_s = 2704 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1896 + 2704 = 4600 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{1000 \times 60}{3,50} \right) = 8617 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 11}{7} \right) \times 12 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 16}{7} \right) \times 5 \right] + \right. \\ & + \left[\left(\frac{0,06 \times 200 \times 11}{7} \right) \times 10 \right] + \left[\left(\frac{0,03 \times 600 \times 10}{7} \right) \times 7,5 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 20}{7} \right) \times 18,5 \right] + \\ & \left. + \left[\left(\frac{0,034 \times 230 \times 60}{7} \right) \times 4,8 \right] \right) = 4692 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{últ}} = 8617 + 4692 = 13309 \text{ kN}$$

- Estaca 3

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{220 \times 60}{3,50} \right) = 1896 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,02 \times 800 \times 7}{7} \right) \times 8 \right] + \left[\left(\frac{0,06 \times 220 \times 4}{7} \right) \times 4 \right] + \right. \\ & + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 9}{7} \right) \times 5,5 \right] + \left[\left(\frac{0,028 \times 450 \times 8}{7} \right) \times 5 \right] + \left[\left(\frac{0,028 \times 390 \times 15}{7} \right) \times 6 \right] + \\ & \left. + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 20}{7} \right) \times 17,5 \right] + \left[\left(\frac{0,04 \times 220 \times 60}{7} \right) \times 5,4 \right] \right) = 3963 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1896 + 3963 = 5859 \text{ kN}$$

- Estaca 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{600 \times 60}{3,50} \right) = 5170 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,02 \times 800 \times 11}{7} \right) \times 4,5 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 15}{7} \right) \times 11,5 \right] + \right.$$

$$+ \left[\left(\frac{0,024 \times 350 \times 8}{7} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 23}{7} \right) \times 7,2 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 53}{7} \right) \times 2,8 \right] +$$

$$+ \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 3,5 \right] + \left[\left(\frac{0,03 \times 600 \times 60}{7} \right) \times 4,5 \right] = 5554 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 5170 + 5554 = 10724 \text{ kN}$$

- Estaca 5

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{200 \times 60}{3,50} \right) = 1723 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 3}{7} \right) \times 6 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 12}{7} \right) \times 5 \right] + \right.$$

$$+ \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 17}{7} \right) \times 7,5 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 43}{7} \right) \times 6,5 \right] +$$

$$\left. + \left[\left(\frac{0,06 \times 200 \times 60}{7} \right) \times 32,8 \right] \right) = 10916 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1723 + 10916 = 12639 \text{ kN}$$

Hipótese 2 (Ø médio)

- Estaca 1 (Ø = 0,90 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,45 \times 1076 = 3042 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1896 + 3042 = 4938 \text{ kN}$$

- Estaca 2 (Ø = 0,8472 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4236 \times 1867 = 4969 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 8617 + 4969 = 13586 \text{ kN}$$

- Estaca 3 (Ø = 0,909 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4545 \times 1577 = 4504 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1896 + 4504 = 6400 \text{ kN}$$

- Estaca 4 ($\emptyset = 0,9638$ m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4819 \times 2210 = 6692 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 5170 + 6692 = 11862 \text{ kN}$$

- Estaca 5 ($\emptyset = 1,053$ m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,5265 \times 4345 = 14374 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1723 + 14374 = 16097 \text{ kN}$$

A.3.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

Hipótese 1 ($\emptyset = 0,80$ m)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,85 \times 120 \times 60 = 3076 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{5}{3} + 1 \right) \times 9 \right] + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{0}{3} + 1 \right) \times 6 \right] + \right. \\ \left. + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{6}{3} + 1 \right) \times 7 \right] + \left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{30}{3} + 1 \right) \times 8 \right] + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 6,2 \right] \right) \\ Q_s = 4976 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3076 + 4976 = 8052 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,60 \times 200 \times 60 = 3619 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{11}{3} + 1 \right) \times 12 \right] + \left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{16}{3} + 1 \right) \times 5 \right] + \right. \\ \left. + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{11}{3} + 1 \right) \times 10 \right] + \left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{10}{3} + 1 \right) \times 7,5 \right] + \right. \\ \left. + \left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{20}{3} + 1 \right) \times 18,5 \right] + \left[0,65 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 4,8 \right] \right) = 5936 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 3619 + 5936 = 9555 \text{ kN}$$

- Estaca 3

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,85 \times 120 \times 60 = 3076 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{7}{3} + 1 \right) \times 8 \right] + \left[0,9 \times 10 \times \left(\frac{4}{3} + 1 \right) \times 4 \right] + \right. \\ & + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{9}{3} + 1 \right) \times 5,5 \right] + \left[0,75 \times 10 \times \left(\frac{8}{3} + 1 \right) \times 5 \right] + \left[0,75 \times 10 \times \left(\frac{15}{3} + 1 \right) \times 6 \right] + \\ & \left. + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{20}{3} + 1 \right) \times 17,5 \right] + \left[0,9 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 5,4 \right] \right) = 6557 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 3076 + 6557 = 9633 \text{ kN}$$

- Estaca 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,5 \times 400 \times 60 = 6032 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{11}{3} + 1 \right) \times 4,5 \right] + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{15}{3} + 1 \right) \times 11,5 \right] + \right. \\ & + \left[0,9 \times 10 \times \left(\frac{8}{3} + 1 \right) \times 1 \right] + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{23}{3} + 1 \right) \times 7,2 \right] + \left[0,75 \times 10 \times \left(\frac{53}{3} + 1 \right) \times 2,8 \right] + \\ & \left. + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 3,5 \right] + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 4,5 \right] \right) = 5900 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 6032 + 5900 = 11932 \text{ kN}$$

- Estaca 5

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,85 \times 120 \times 60 = 3076 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{3}{3} + 1 \right) \times 6 \right] + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{12}{3} + 1 \right) \times 5 \right] + \right. \\ & + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{17}{3} + 1 \right) \times 7,5 \right] + \left[0,6 \times 10 \times \left(\frac{43}{3} + 1 \right) \times 6,5 \right] + \left[0,9 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 32,8 \right] \Big) \\ & Q_s = 18395 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 3076 + 18395 = 21471 \text{ kN}$$

Hipótese 2 (Ø médio)

- Estaca 1 (Ø = 0,90 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,45 \times 1980 = 5598 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3076 + 5598 = 8674 \text{ kN}$$

- Estaca 2 (Ø = 0,8472 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4236 \times 2362 = 6287 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3619 + 6287 = 9906 \text{ kN}$$

- Estaca 3 (Ø = 0,909 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4545 \times 2609 = 7451 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3076 + 7451 = 10527 \text{ kN}$$

- Estaca 4 (Ø = 0,9638 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4819 \times 2347 = 7106 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 6032 + 7106 = 13138 \text{ kN}$$

- Estaca 5 (Ø = 1,053 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,5265 \times 7319 = 24212 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3076 + 24212 = 27288 \text{ kN}$$

A.3.4 Método de Monteiro (2000)

Hipótese 1 (Ø = 0,80 m)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{260 \times 40}{3,50} \right) = 1494 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,045 \times 260 \times 5}{7} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,055 \times 250 \times 0}{7} \right) \times 6 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,055 \times 250 \times 6}{7} \right) \times 7 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 30}{7} \right) \times 8 \right] + \left[\left(\frac{0,045 \times 260 \times 40}{7} \right) \times 6,2 \right] \right)$$

$$Q_s = 2759 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1494 + 2759 = 4253 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{320 \times 40}{3,50} \right) = 1838 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 11}{7} \right) \times 12 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 16}{7} \right) \times 5 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,055 \times 250 \times 11}{7} \right) \times 10 \right] + \left[\left(\frac{0,028 \times 540 \times 10}{7} \right) \times 7,5 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 20}{7} \right) \times 18,5 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,036 \times 320 \times 40}{7} \right) \times 4,8 \right] \right) = 4948 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1838 + 4941 = 6786 \text{ kN}$$

- Estaca 3

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{260 \times 60}{3,50} \right) = 1494 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,023 \times 680 \times 7}{4,5} \right) \times 8 \right] + \left[\left(\frac{0,055 \times 250 \times 4}{4,5} \right) \times 4 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 9}{4,5} \right) \times 5,5 \right] + \left[\left(\frac{0,032 \times 450 \times 8}{4,5} \right) \times 5 \right] + \left[\left(\frac{0,033 \times 410 \times 15}{4,5} \right) \times 6 \right] + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 20}{4,5} \right) \times 17,5 \right] + \left[\left(\frac{0,045 \times 260 \times 40}{4,5} \right) \times 5,4 \right] \right) = 6446 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1494 + 6446 = 7940 \text{ kN}$$

- Estaca 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{540 \times 40}{3,50} \right) = 3102 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,023 \times 680 \times 11}{4,5} \right) \times 4,5 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 15}{4,5} \right) \times 11,5 \right] + \right. \\ & + \left[\left(\frac{0,032 \times 440 \times 8}{4,5} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 23}{4,5} \right) \times 7,2 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{4,5} \right) \times 2,8 \right] + \\ & \left. + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{4,5} \right) \times 3,5 \right] + \left[\left(\frac{0,028 \times 540 \times 40}{4,5} \right) \times 4,5 \right] \right) = 7067 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3102 + 7067 = 10169 \text{ kN}$$

- Estaca 5

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{250 \times 40}{3,50} \right) = 1436 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_s = & 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 3}{4,5} \right) \times 6 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 12}{4,5} \right) \times 5 \right] + \right. \\ & + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 17}{4,5} \right) \times 7,5 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{4,5} \right) \times 6,5 \right] + \left[\left(\frac{0,055 \times 250 \times 40}{4,5} \right) \times 32,8 \right] \Big) \end{aligned}$$

$$Q_s = 14060 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1436 + 14060 = 15496 \text{ kN}$$

Hipótese 2 (Ø médio)

- Estaca 1 (Ø = 0,90 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,45 \times 1098 = 3105 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1494 + 3105 = 4599 \text{ kN}$$

- Estaca 2 (Ø = 0,8472 m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4236 \times 1969 = 5241 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1838 + 5241 = 7079 \text{ kN}$$

- Estaca 3 ($\emptyset = 0,909$ m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4545 \times 2564 = 7322 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 1494 + 7322 = 8816 \text{ kN}$$

- Estaca 4 ($\emptyset = 0,9638$ m)

$$Q_s = 2\pi \times 0,4819 \times 2812 = 8514 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 3102 + 8514 = 11616 \text{ kN}$$

- Estaca 5 ($\emptyset = 1,053$ m)

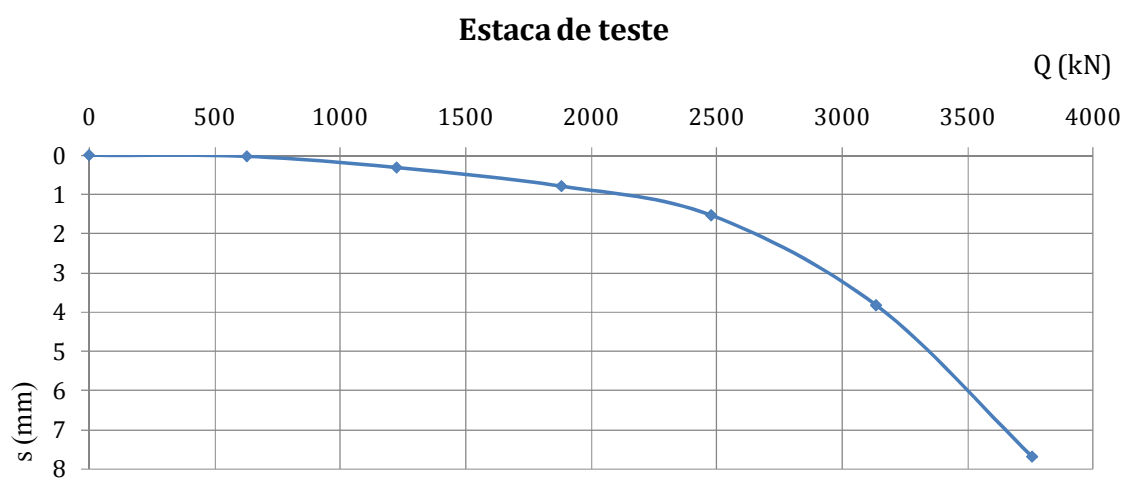
$$Q_s = 2\pi \times 0,5265 \times 5495 = 18178 \text{ kN}$$

$$Q_{\acute{u}lt} = 1436 + 18178 = 19614 \text{ kN}$$

Anexo B

Cálculos justificativos – Caso de obra 2

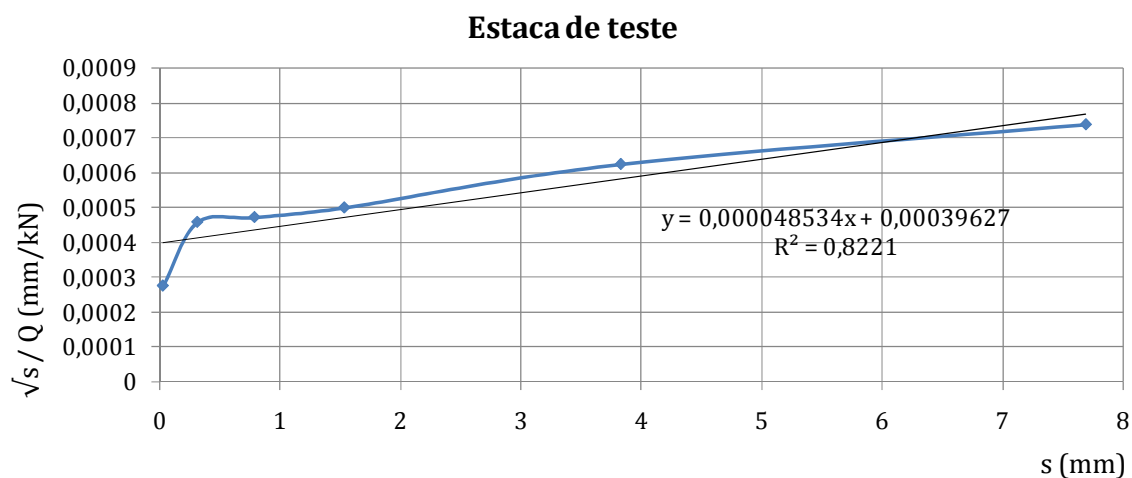
B.1 Curva carga – assentamento experimental



B.2 Previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de um ensaio que não atingiu a rotura

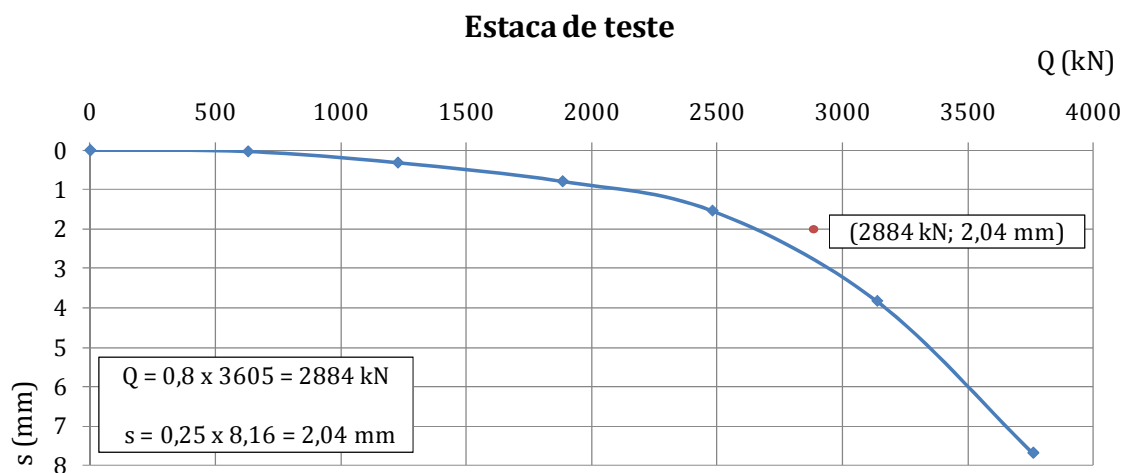
B.2.1 Previsão da capacidade resistente última considerando todos os pontos disponíveis do ensaio de carga

B.2.1.1 Método de Brinch-Hansen (1963)

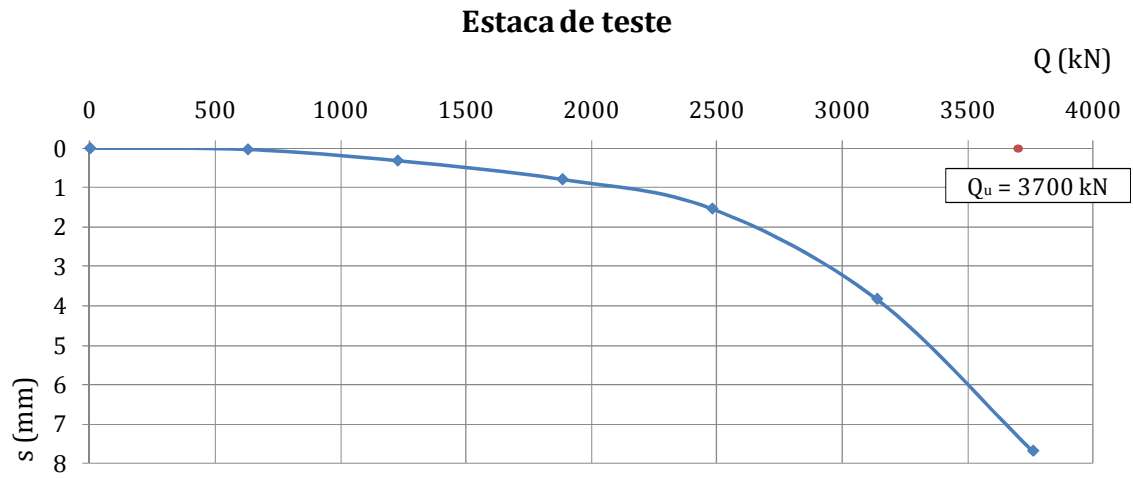


$$Q_u = \frac{1}{2 \times \sqrt{(0,00039627 \times 0,000048534)}} = 3605 \text{ kN}$$

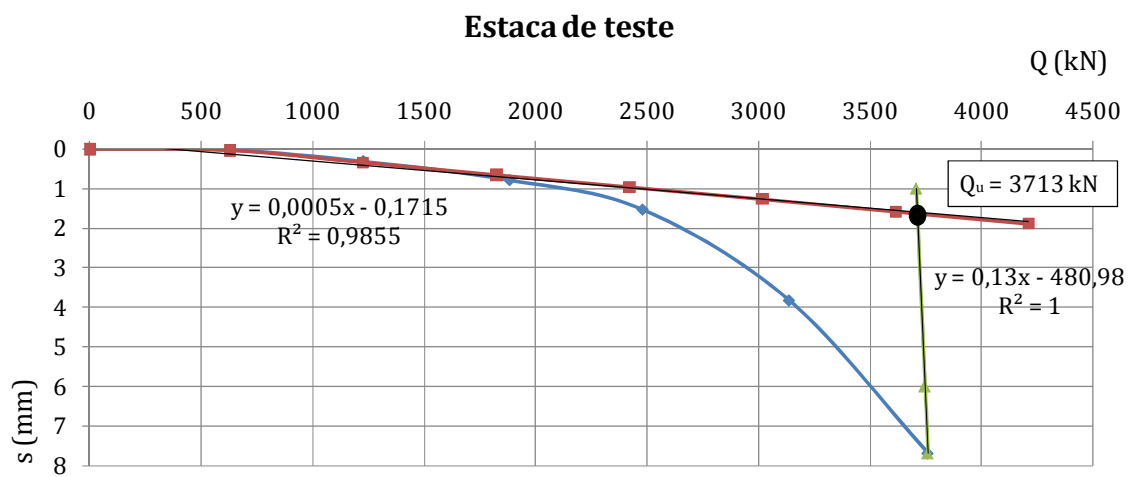
- Verificação**



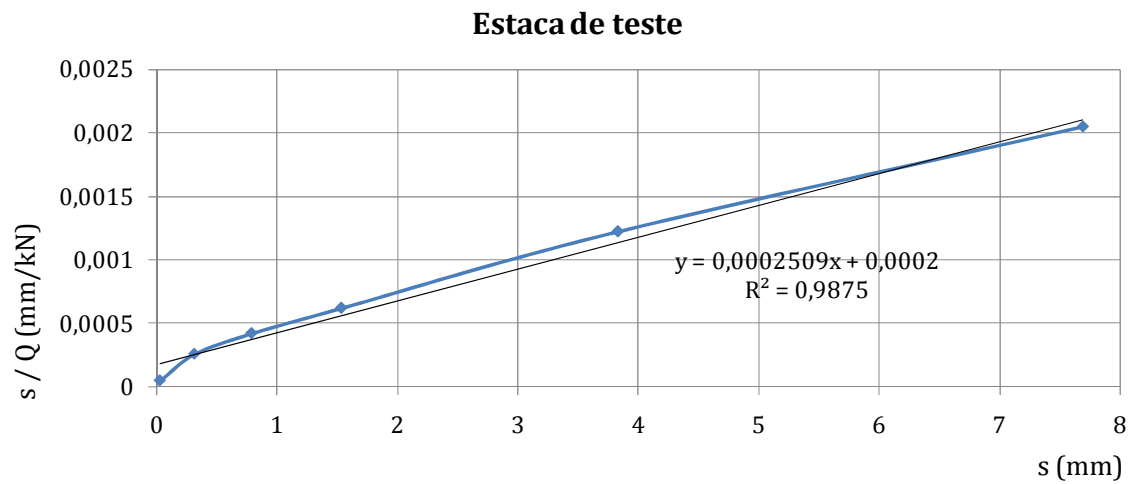
B.2.1.2 Método de Mazurkiewicz (1972)



B.2.1.3 Método de Butler e Hoy (1977)

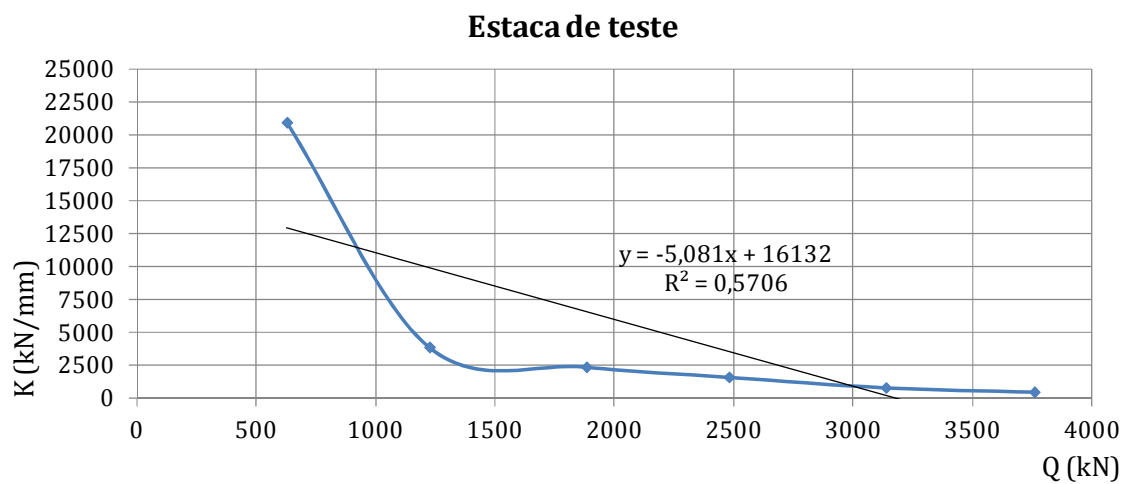


B.2.1.4 Método de Chin (1971, 1978)



$$Q_u = \frac{1}{0,0002509} = 3986 \text{ kN}$$

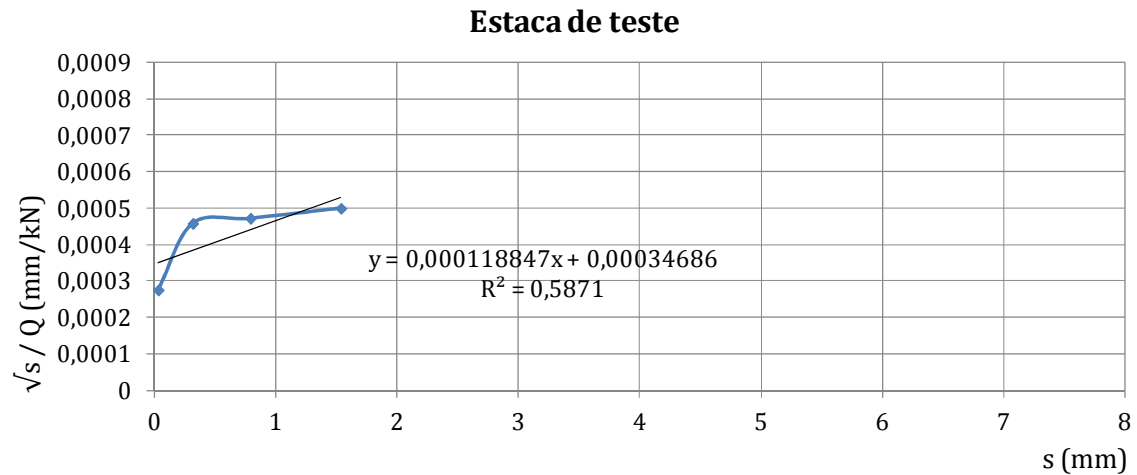
B.2.1.5 Método de Décourt (1996)



$$Q_u = -\frac{16132}{-5,081} = 3175 \text{ kN}$$

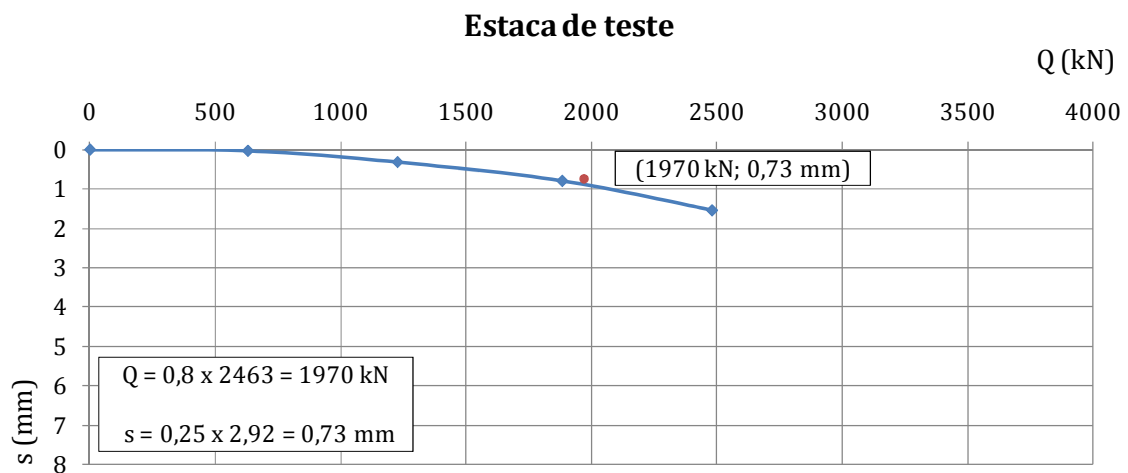
B.2.2 Previsão da capacidade resistente última considerando menos 2 pontos na curva carga vs assentamento

B.2.2.1 Método de Brinch-Hansen (1963)

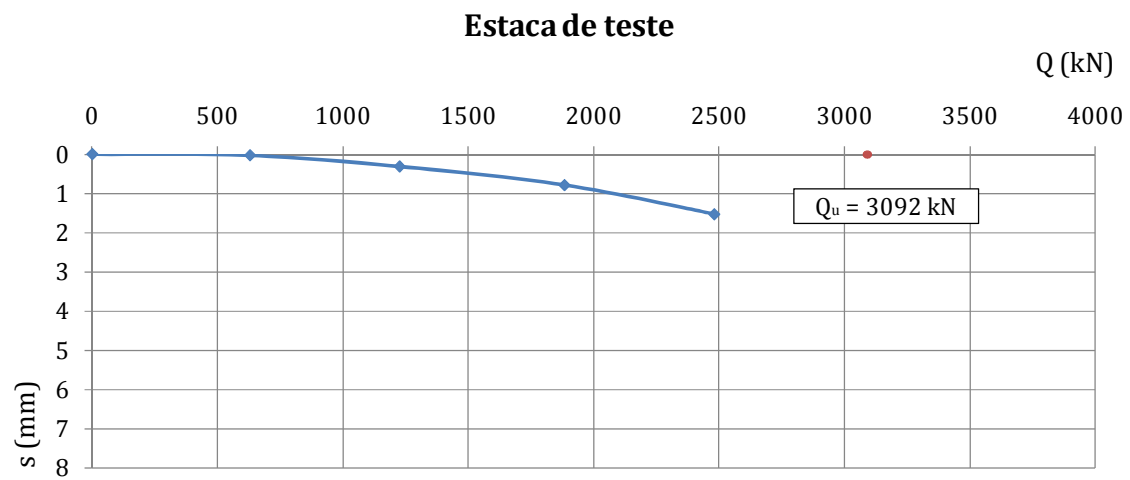


$$Q_u = \frac{1}{2 \times \sqrt{(0,00034686 \times 0,000118847)}} = 2463 \text{ kN}$$

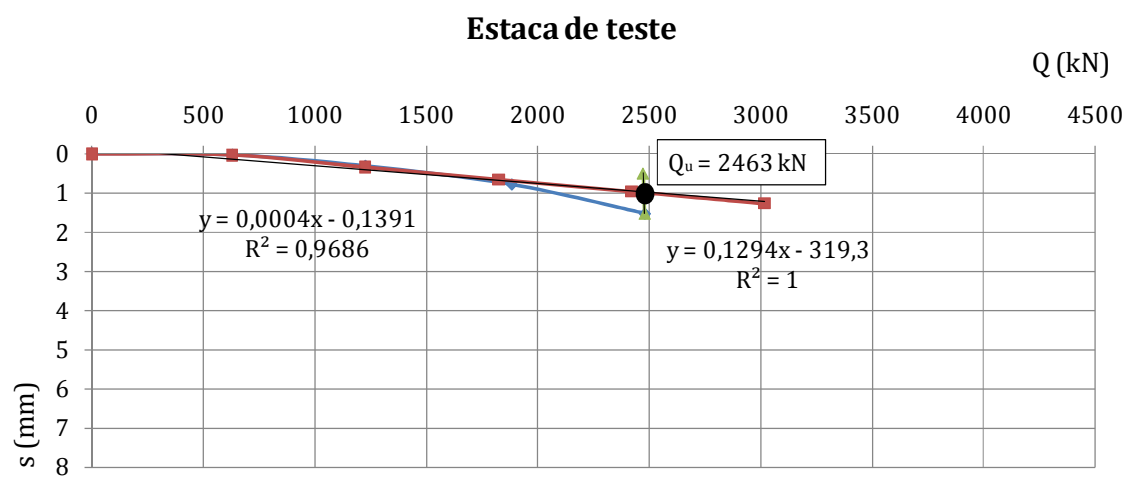
- Verificação**



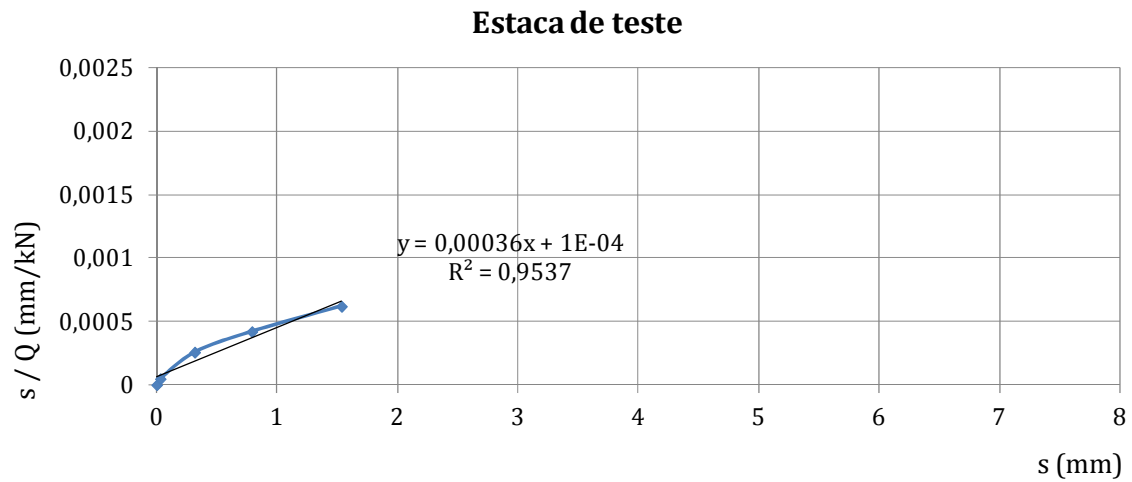
B.2.2.2 Método de Mazurkiewicz (1972)



B.2.2.3 Método de Butler e Hoy (1977)

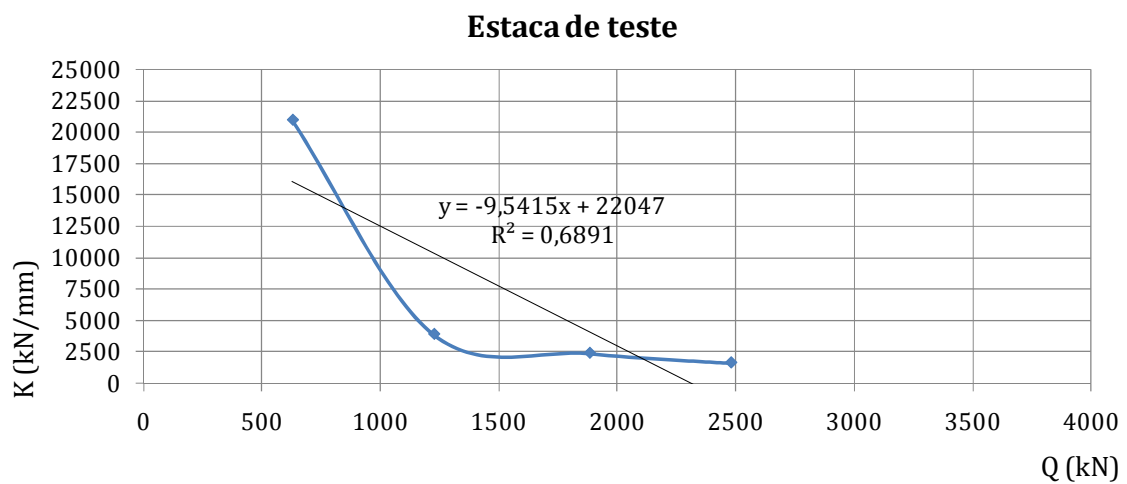


B.2.2.4 Método de Chin (1971, 1978)



$$Q_u = \frac{1}{0,00036} = 2778 \text{ kN}$$

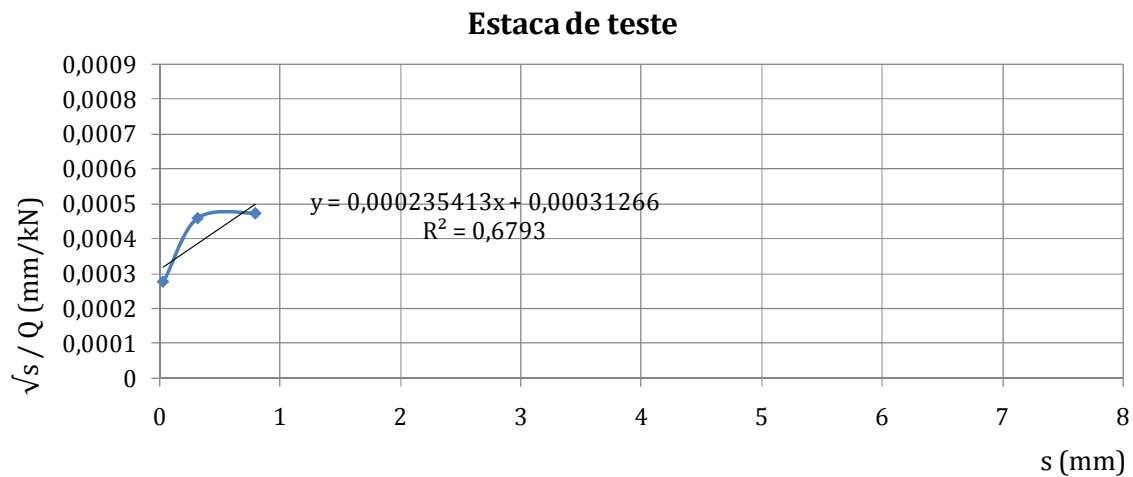
B.2.2.5 Método de Décourt (1996)



$$Q_u = -\frac{22047}{-9,5415} = 2311 \text{ kN}$$

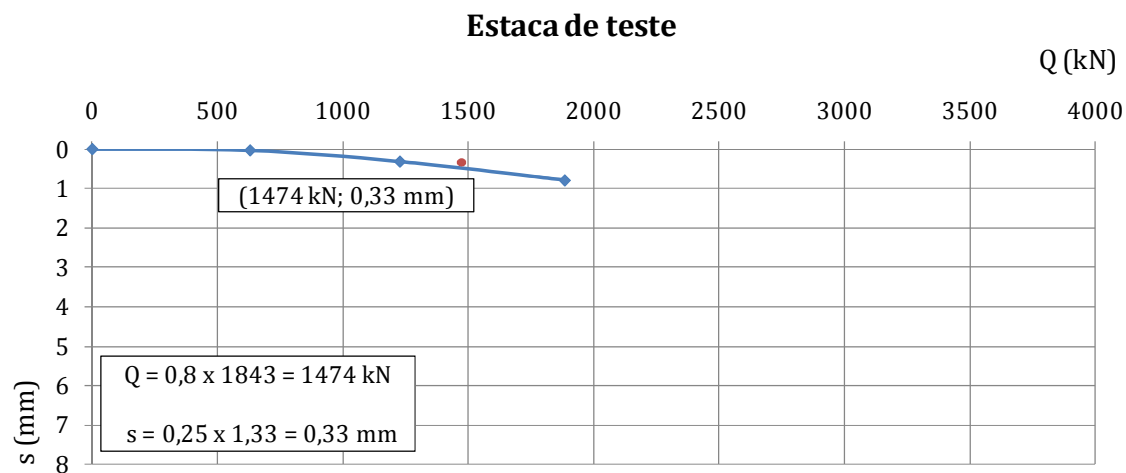
B.2.3 Previsão da capacidade resistente última considerando menos 3 pontos na curva carga vs assentamento

B.2.3.1 Método de Brinch-Hansen (1963)

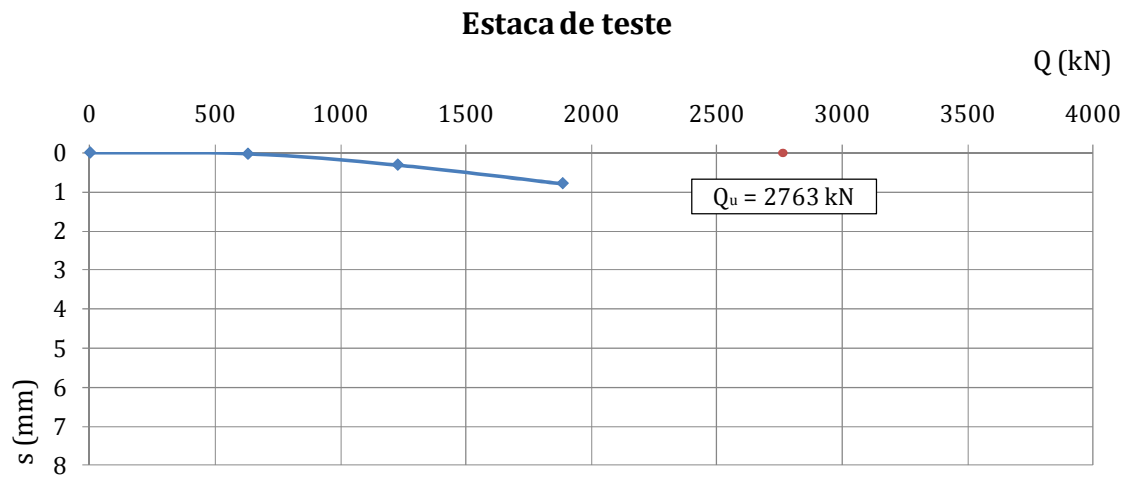


$$Q_u = \frac{1}{2 \times \sqrt{(0,00031266 \times 0,000235413)}} = 1843 \text{ kN}$$

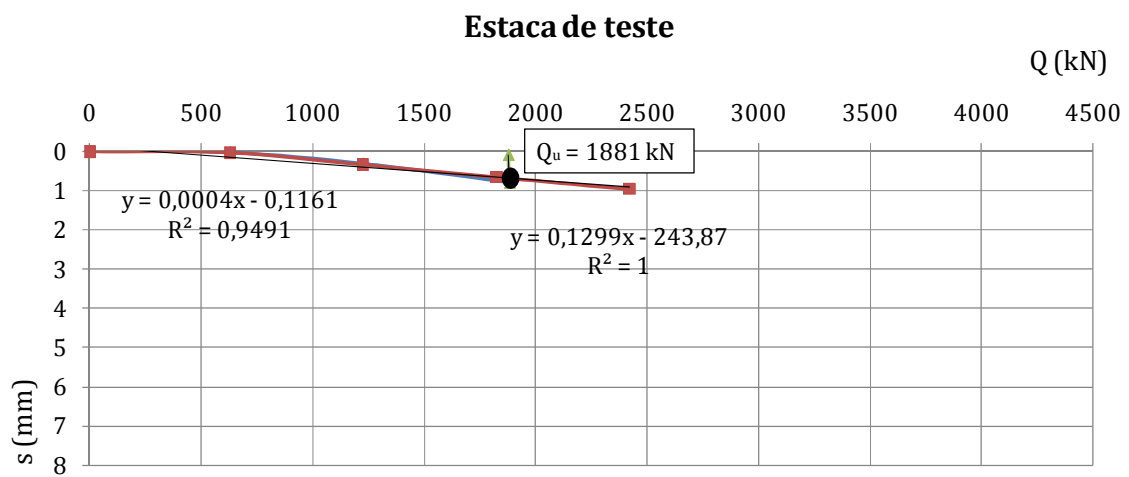
- Verificação**



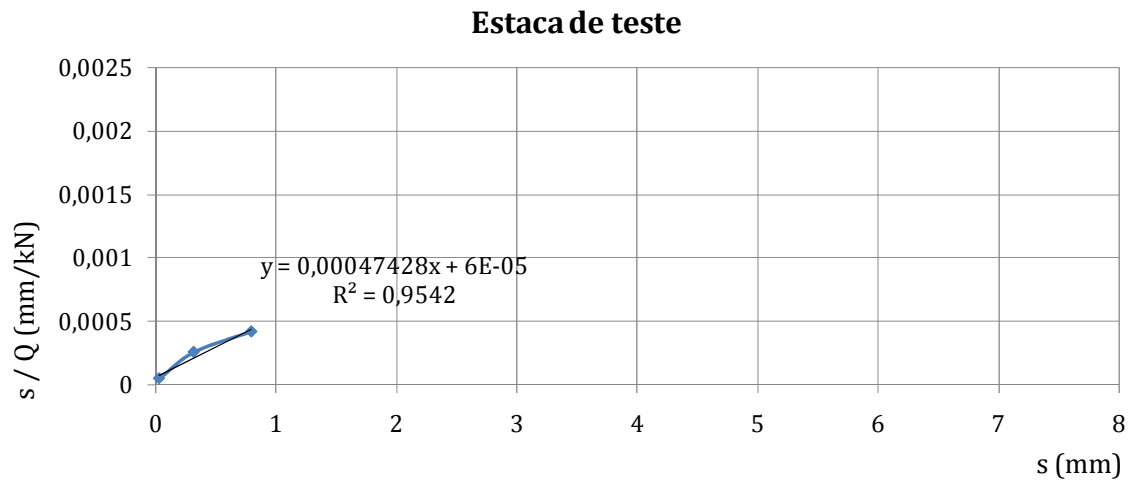
B.2.3.2 Método de Mazurkiewicz (1972)



B.2.3.3 Método de Butler e Hoy (1977)

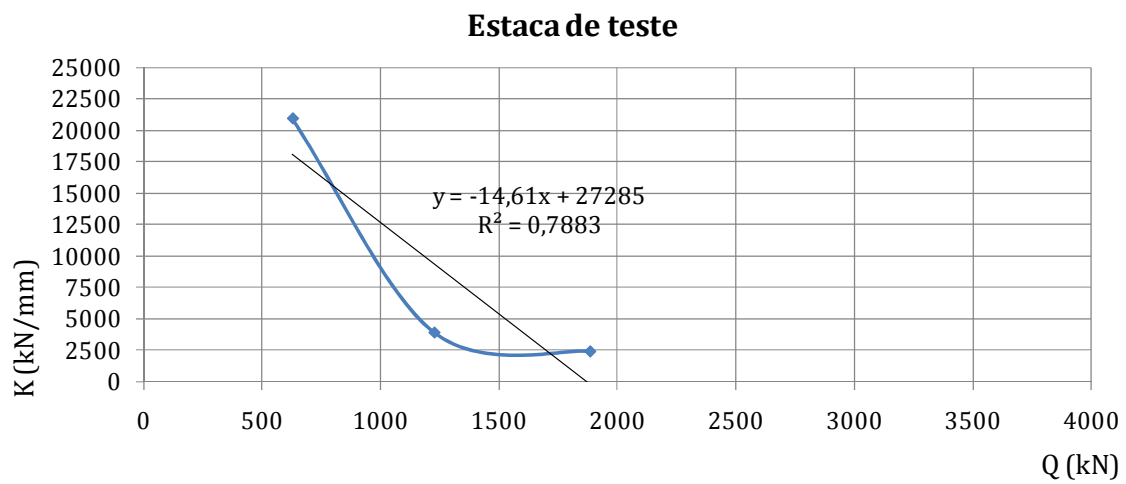


B.2.3.4 Método de Chin (1971, 1978)



$$Q_u = \frac{1}{0,00047428} = 2109 \text{ kN}$$

B.2.3.5 Método de Décourt (1996)



$$Q_u = -\frac{27285}{-14,61} = 1868 \text{ kN}$$

B.3 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

B.3.1 Métodos baseados no ensaio SPT sem aplicação de factores correctivos

B.3.1.1 Método de Meyerhoff (1956, 1976)

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{(60 \times 2\pi \times 0,40 \times 9) + (100 \times 2\pi \times 0,40 \times 0,5)}{2} = 742 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 742 = 4763 \text{ kN}$$

B.3.1.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{800 \times 60}{3,50} \right) = 6894 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 30}{7} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,02 \times 800 \times 60}{7} \right) \times 0,5 \right] \right)$$

$$Q_s = 1529 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 6894 + 1529 = 8423 \text{ kN}$$

B.3.1.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,30 \times 400 \times 60 = 3619 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left[1,0 \times 10 \times \left(\frac{30}{3} + 1 \right) \times 9 \right] + \left[1,0 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 0,5 \right] = 2752 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3619 + 2752 = 6371 \text{ kN}$$

B.3.1.4 Método de Monteiro (2000)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{680 \times 40}{3} \right) = 4557 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 30}{3,8} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,023 \times 680 \times 40}{3,8} \right) \times 0,5 \right] \right) = 2945 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4557 + 2945 = 7502 \text{ kN}$$

B.3.2 Métodos baseados no ensaio CPT

B.3.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

- Resistência de ponta unitária na estaca

$$q_b = \frac{54}{3,5} = 15,43 \text{ MPa} > 15 \text{ MPa}$$

- Resistência lateral unitária na estaca - calculada

$$q_{s,1} = \left(\frac{21 \times 10^3 \times 0,014}{7} \right) = 42 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}$$

$$q_{s,2} = \left(\frac{54 \times 10^3 \times 0,014}{7} \right) = 108 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}$$

$$Q_{\text{últ}} = (\pi \times 0,40^2 \times 15 \times 10^3) + [(2\pi \times 0,40 \times 9 \times 42) + (2\pi \times 0,40 \times 0,5 \times 108)]$$

$$Q_{\text{últ}} = 8626 \text{ kN}$$

- Resistência lateral unitária na estaca - medida

$$q_{s,1} = \left(\frac{0,1715 \times 10^3}{7} \right) = 24,5 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}$$

$$q_{s,2} = \left(\frac{0,3 \times 10^3}{7} \right) = 42,86 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}$$

$$Q_{\text{ult}} = (\pi \times 0,40^2 \times 15 \times 10^3) + [(2\pi \times 0,40 \times 9 \times 24,5) + (2\pi \times 0,40 \times 0,5 \times 42,86)]$$

$$Q_{\text{ult}} = 8148 \text{ kN}$$

B.3.2.2 Método de Philipponnat (1980)

$$q_{ca}^1 = \frac{(0,5 \times 54) + (1,9 \times 21)}{2,4} = 27,88 \text{ MPa}$$

$$q_{ca}^2 = 54 \text{ MPa}$$

$$q_{ca}^1 < q_{ca}^2$$

$$q_b = 0,40 \times \left(\frac{(27,88 \times 10^3) + (54 \times 10^3)}{2} \right) = 16376 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_b = 16376 \times \pi \times 0,40^2 = 8232 \text{ kN}$$

$$q_{s,1} = \frac{0,85}{100} \times 21 \times 10^3 = 178,5 \text{ kPa}$$

$$q_{s,2} = \frac{0,85}{200} \times 54 \times 10^3 = 229,5 \text{ kPa}$$

$$Q_s = (2\pi \times 0,40 \times 9 \times 178,5) + (2\pi \times 0,40 \times 0,5 \times 229,5) = 4326 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{ult}} = 8232 + 4326 = 12558 \text{ kN}$$

B.3.3 Métodos baseados no ensaio SPT com aplicação de factores correctivos

Com base na Figura 4-11 segue-se o cálculo do número médio de pancadas com a aplicação do factor correctivo, C_N , para cada camada.

- Camada 1

– Ponto 1

$$p'_1 = 20 \times 0,75 = 15 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,1} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{0,15}\right) = 1,64$$

$$1,64 = \frac{N_{(p'=0,15)}}{32} \Rightarrow N_{(p'=0,15)} = 52 \text{ pancadas}$$

– Ponto 2

$$p'_2 = 20 \times 2,25 = 45 \text{ kN/m}^2 = 0,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,2} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{0,45}\right) = 1,27$$

$$1,27 = \frac{N_{(p'=0,45)}}{38} \Rightarrow N_{(p'=0,45)} = 48 \text{ pancadas}$$

– Ponto 3

$$p'_3 = 20 \times 3,80 = 76 \text{ kN/m}^2 = 0,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,3} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{0,76}\right) = 1,09$$

$$1,09 = \frac{N_{(p'=0,76)}}{26} \Rightarrow N_{(p'=0,76)} = 28 \text{ pancadas}$$

– Ponto 4

$$p'_4 = 20 \times 5,25 = 105 \text{ kN/m}^2 = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,4} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{1,05}\right) = 0,99$$

$$0,99 = \frac{N_{(p'=1,05)}}{39} \Rightarrow N_{(p'=1,05)} = 28 \text{ pancadas}$$

– Ponto 5

$$p'_5 = 20 \times 6,70 = 134 \text{ kN/m}^2 = 1,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,5} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{1,34}\right) = 0,90$$

$$0,90 = \frac{N_{(p'=1,34)}}{31} \Rightarrow N_{(p'=1,34)} = 28 \text{ pancadas}$$

– Número médio de pancadas na camada 1

$$N_{SPT,1(p')} = \frac{52 + 48 + 28 + 28 + 28}{5} = 36 \text{ pancadas}$$

- Camada 2

- Ponto 6

$$p'_6 = 22 \times 9,25 = 204 \text{ kN/m}^2 = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{N,5} = 0,77 \times \log\left(\frac{20}{2,04}\right) = 0,76$$

$$0,76 = \frac{N_{(p'=2,10)}}{60} \Rightarrow N_{(p'=2,10)} = 45 \text{ pancadas}$$

- Número médio de pancadas na camada 2

$$N_{SPT,2(p')} = 45 \text{ pancadas}$$

B.3.3.1 Método de Meyerhoff (1956, 1976)

$$Q_b = \frac{400 \times 45 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 3016 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{(72 \times 2\pi \times 0,40 \times 9) + (90 \times 2\pi \times 0,40 \times 0,5)}{2} = 871 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 3016 + 817 = 3887 \text{ kN}$$

B.3.3.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{800 \times 45}{3,50}\right) = 5170 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 36}{7} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,02 \times 800 \times 45}{7} \right) \times 0,5 \right] \right)$$

$$Q_s = 1758 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 5170 + 1758 = 6928 \text{ kN}$$

B.3.3.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,30 \times 400 \times 45 = 2714 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[1,0 \times 10 \times \left(\frac{36}{3} + 1 \right) \times 9 \right] + \left[1,0 \times 10 \times \left(\frac{45}{3} + 1 \right) \times 0,5 \right] \right) = 3142 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 2714 + 3142 = 5856 \text{ kN}$$

B.3.3.4 Método de Monteiro (2000)

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{680 \times 40}{3} \right) = 4557 \text{ kN}$$

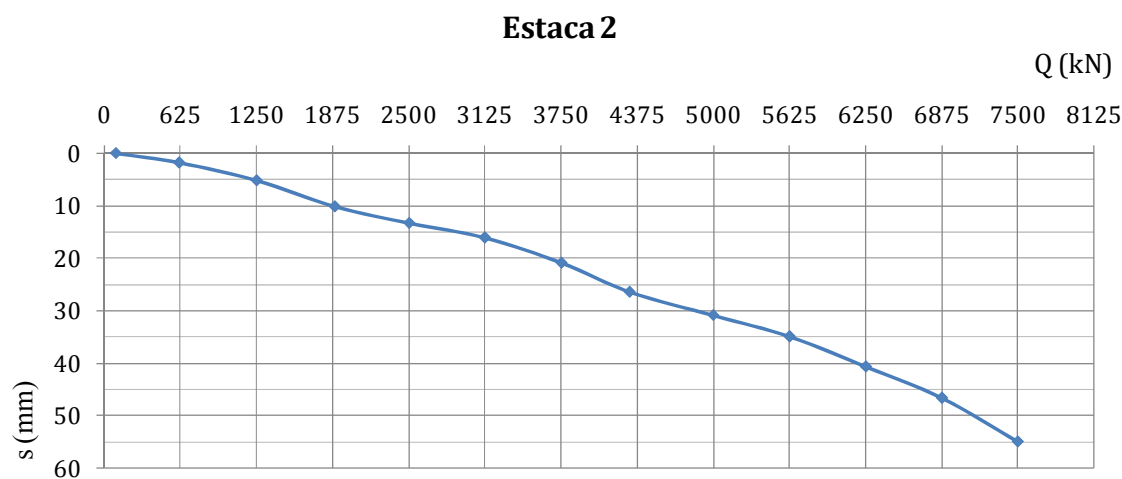
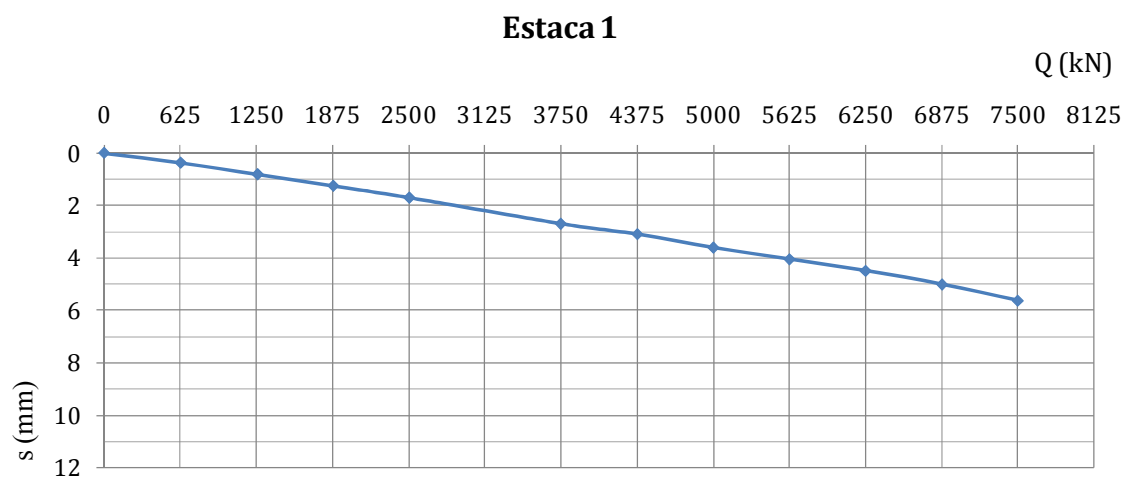
$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 36}{3,8} \right) \times 9 \right] + \left[\left(\frac{0,023 \times 680 \times 40}{3,8} \right) \times 0,5 \right] \right) = 3492 \text{ kN}$$

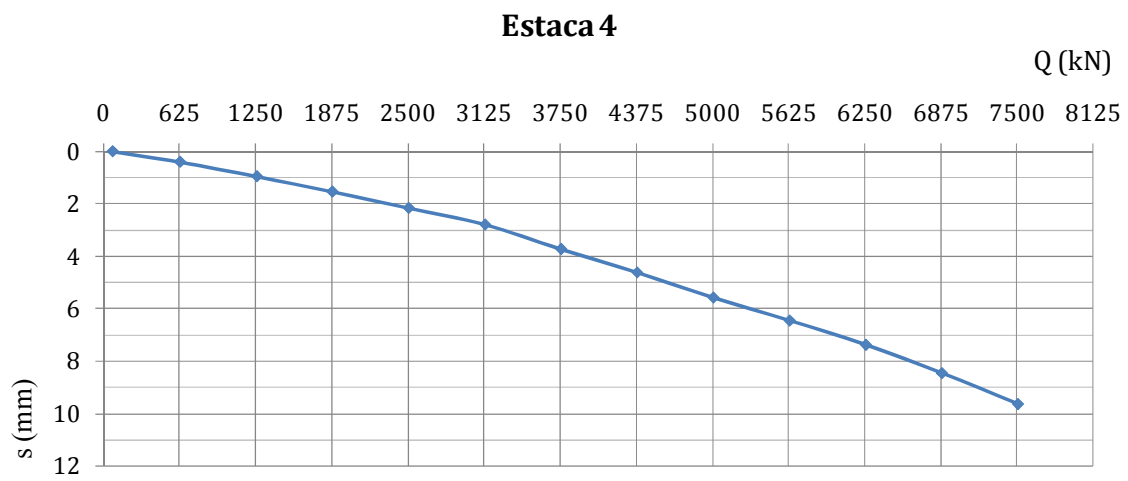
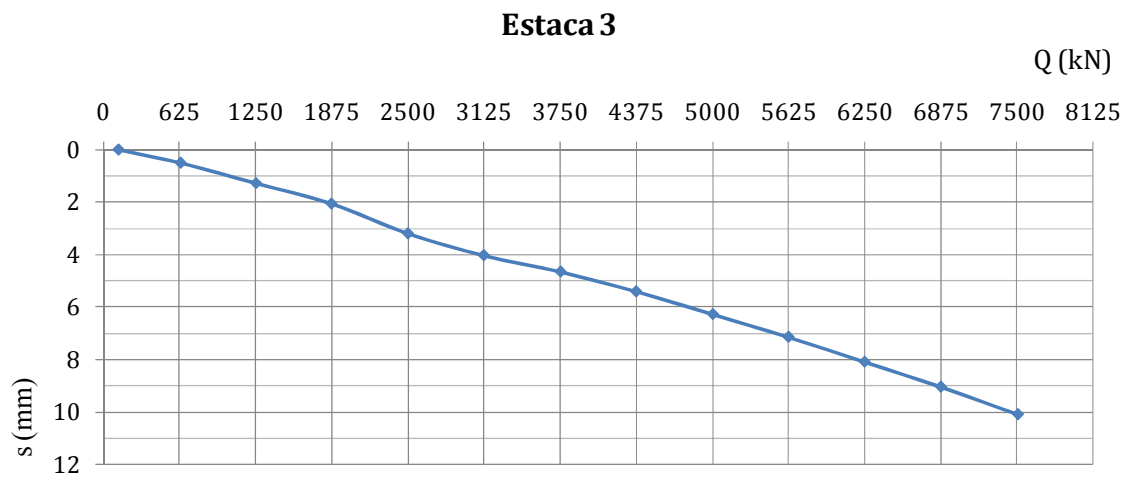
$$Q_{\text{últ}} = 4557 + 3492 = 8049 \text{ kN}$$

Anexo C

Cálculos justificativos – Caso de obra 3

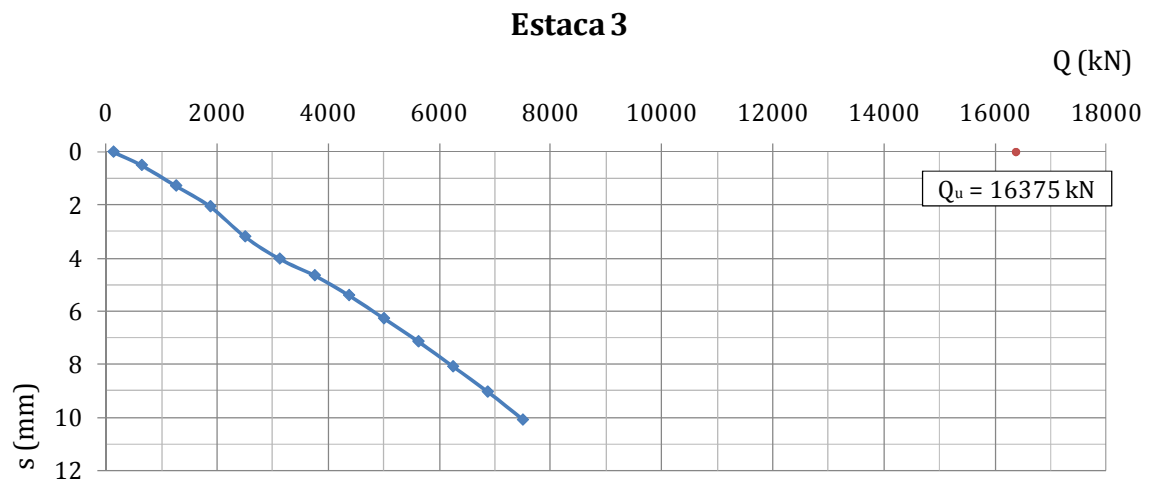
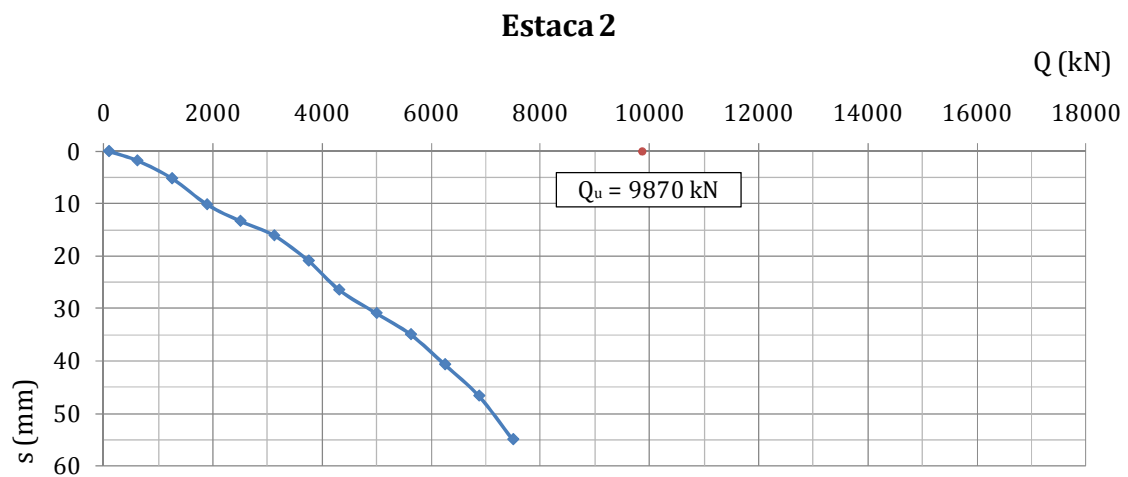
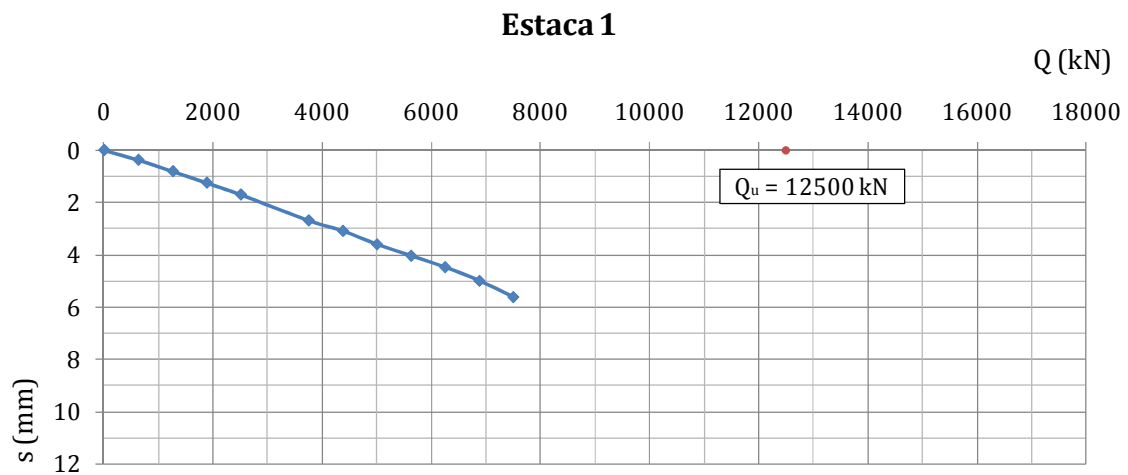
C.1 Curvas carga – assentamento experimentais

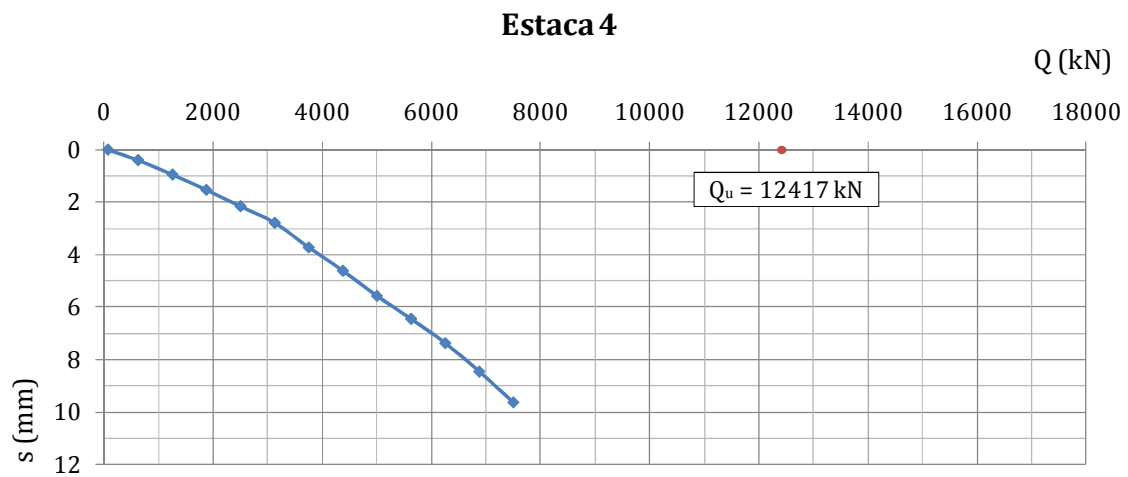




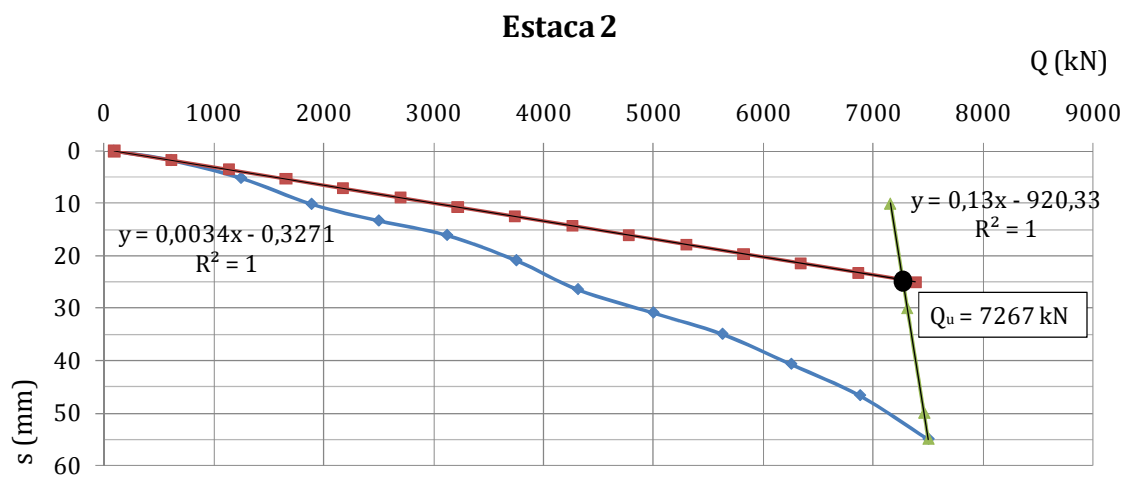
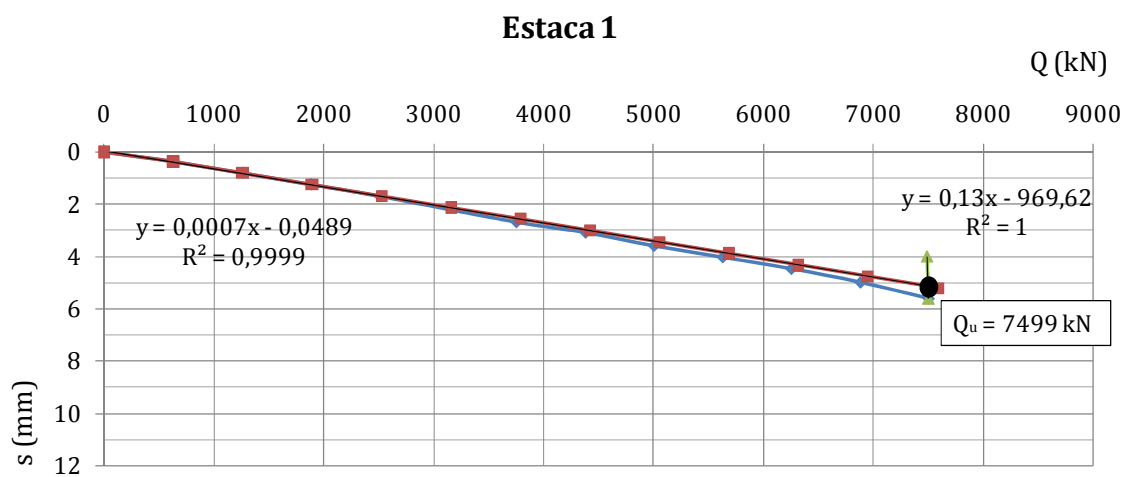
C.2 Previsão da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios que não atingiram a rotura

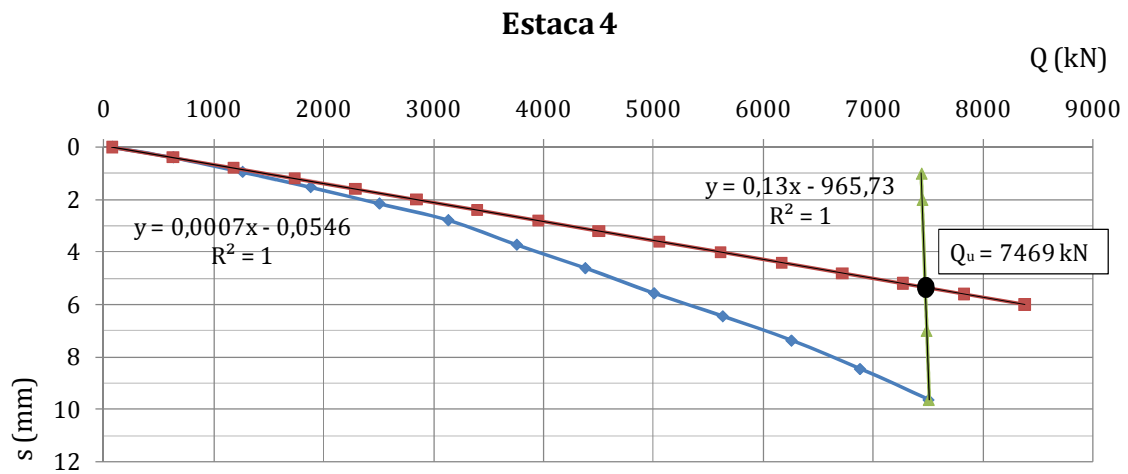
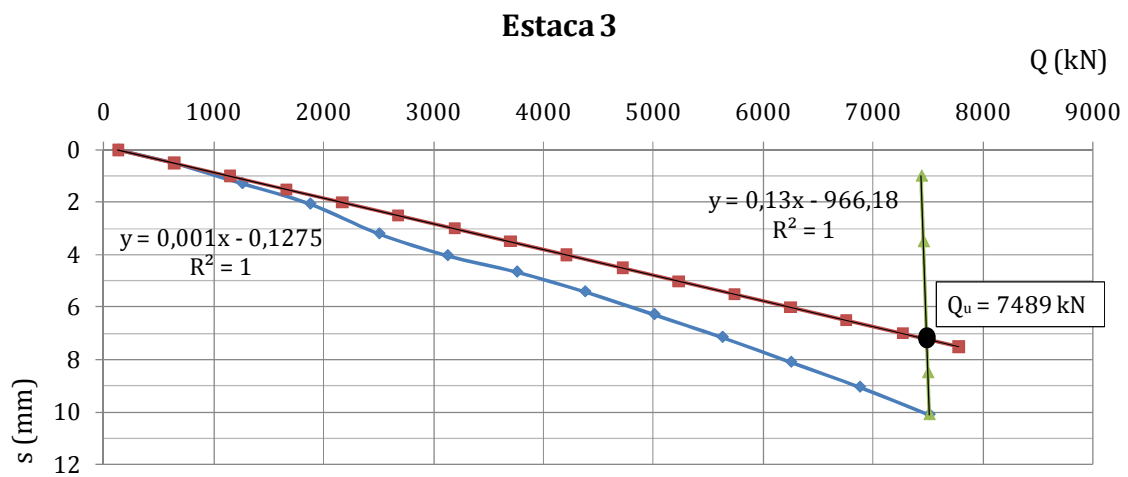
C.2.1 Método de Mazurkiewicz (1963)



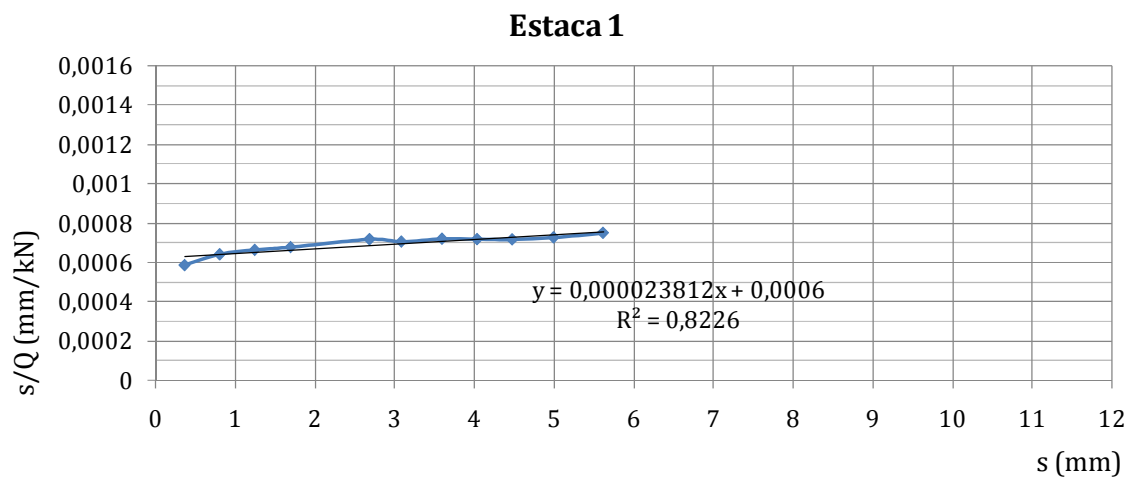


C.2.2 Método de Butler e Hoy (1977)



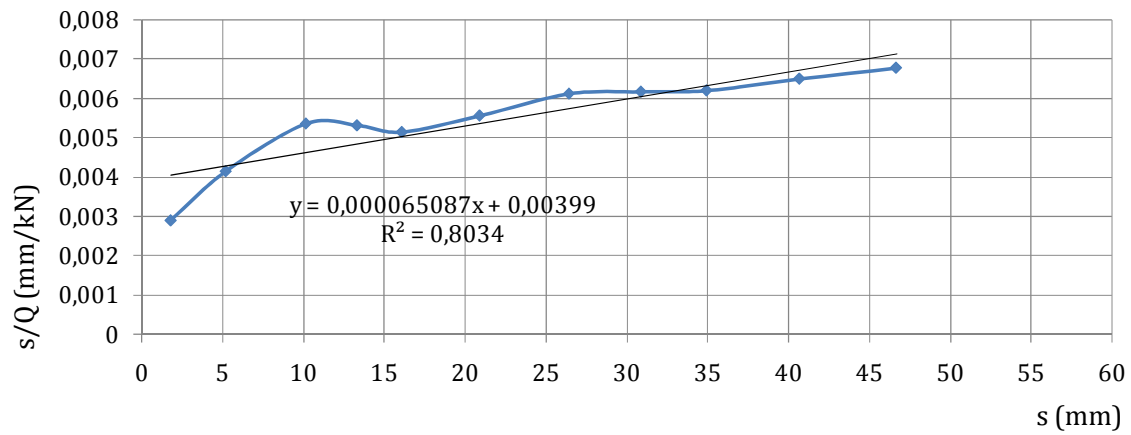


C.2.3 Método de Chin (1971, 1978)



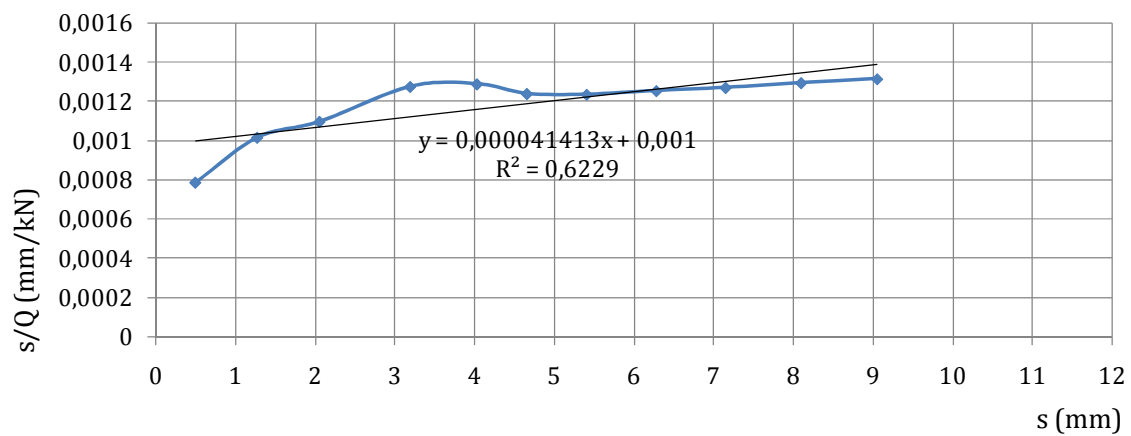
$$Q_u = \frac{1}{0,000023812} = 41996 \text{ kN}$$

Estaca 2



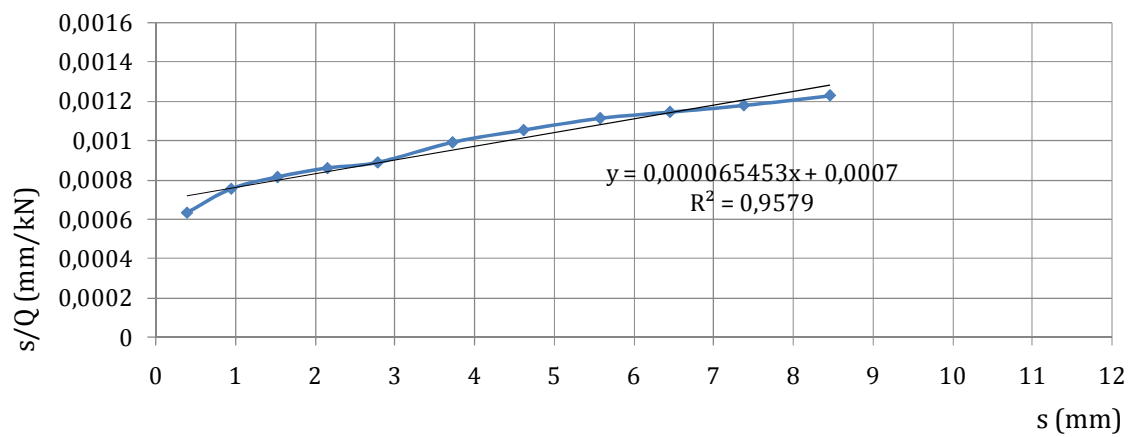
$$Q_u = \frac{1}{0,000065087} = 15364 \text{ kN}$$

Estaca 3



$$Q_u = \frac{1}{0,000041413} = 24147 \text{ kN}$$

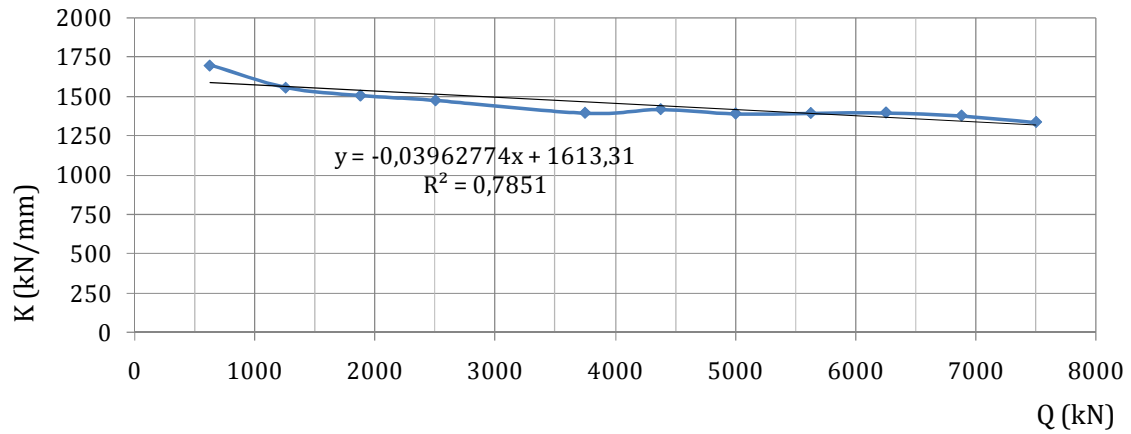
Estaca 4



$$Q_u = \frac{1}{0,000065453} = 15278 \text{ kN}$$

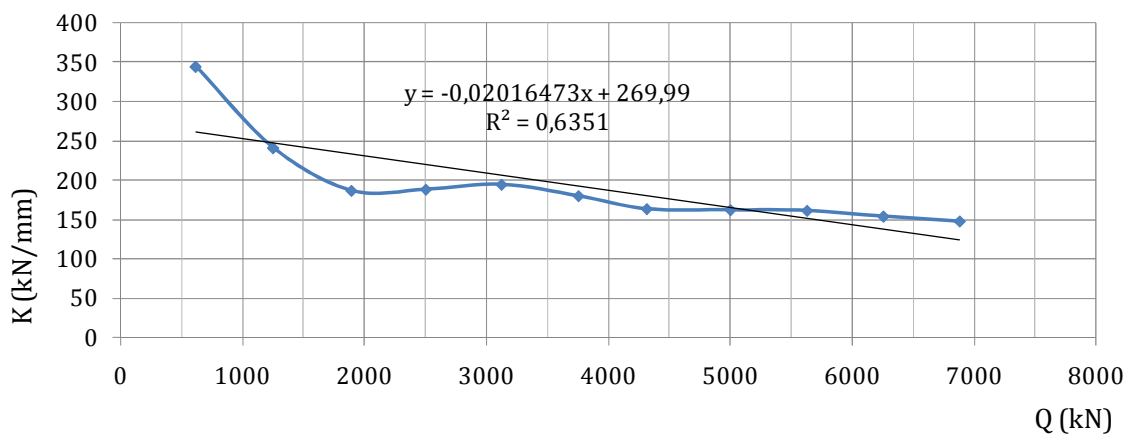
C.2.4 Método de Décourt (1996)

Estaca 1



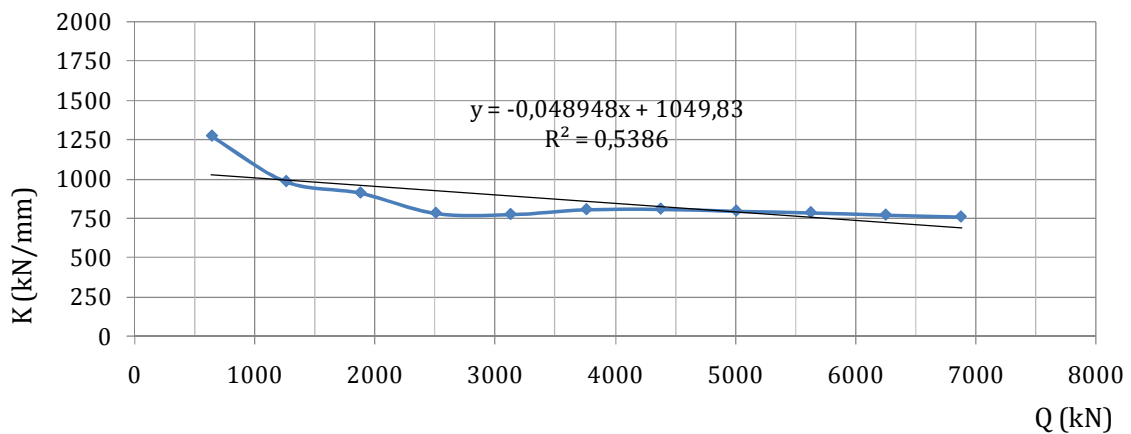
$$Q_u = -\frac{1613,31}{-0,03962774} = 40712 \text{ kN}$$

Estaca 2



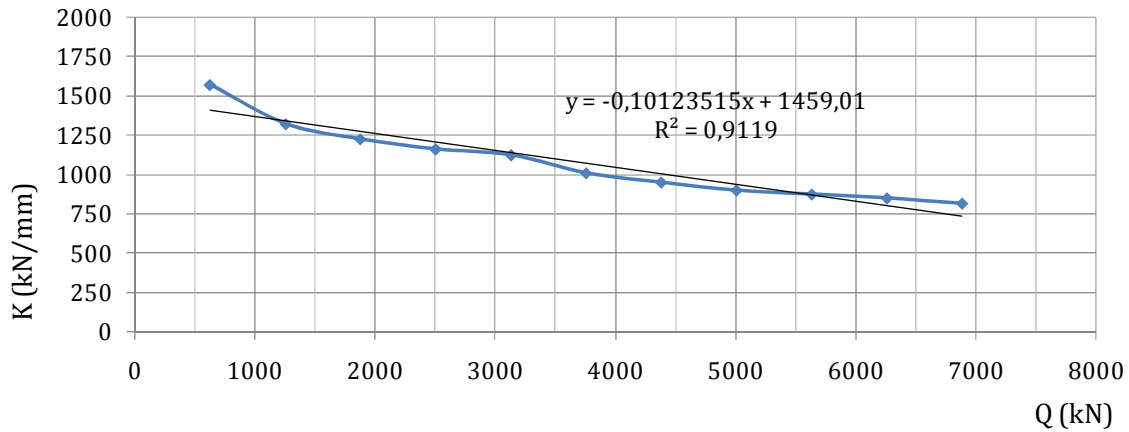
$$Q_u = -\frac{269,99}{-0,02016473} = 13389 \text{ kN}$$

Estaca 3



$$Q_u = -\frac{1049,83}{-0,048948} = 21448 \text{ kN}$$

Estaca 4



$$Q_u = -\frac{1459,01}{-0,10123515} = 14412 \text{ kN}$$

C.3 Avaliação da capacidade resistente última tendo por base resultados de ensaios de campo

C.3.1 Método de Meyerhoff (1956, 1976)

- Estaca 1

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(100 \times 4,765) + (20 \times 1) + (100 \times 0,3) + (100 \times 1,7)]}{2} = 876 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 876 = 4897 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \frac{400 \times 60 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 4021 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(100 \times 4,2) + (19 \times 6) + (100 \times 1) + (100 \times 1,5)]}{2} = 984 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4021 + 984 = 5005 \text{ kN}$$

- Estacas 3 e 4

$$Q_b = \frac{400 \times 39 \times \pi \times 0,40^2}{3} = 2614 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{2\pi \times 0,40 \times [(100 \times 5,78) + (19 \times 39)]}{2} = 1656 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 2614 + 1656 = 4270 \text{ kN}$$

C.3.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{1000 \times 60}{3,50} \right) = 8617 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,02 \times 800 \times 60}{7} \right) \times 4,765 \right] + \left[\left(\frac{0,024 \times 350 \times 20}{7} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 0,3 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 1,7 \right] \right) = 2306 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 8617 + 2306 = 10923 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{1000 \times 60}{3,50} \right) = 8617 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 56}{7} \right) \times 4,20 \right] + \left[\left(\frac{0,024 \times 350 \times 19}{7} \right) \times 6 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 1,5 \right] \right) = 2280 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 8617 + 2280 = 10897 \text{ kN}$$

- Estacas 3 e 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{350 \times 39}{3,50} \right) = 1960 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,014 \times 1000 \times 60}{7} \right) \times 5,78 \right] + \left[\left(\frac{0,024 \times 350 \times 39}{7} \right) \times 19 \right] \right) = 3978 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 1960 + 3978 = 5938 \text{ kN}$$

C.3.3 Método de Décourt e Quaresma (1978)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,5 \times 400 \times 60 = 6032 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 4,765 \right] + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{20}{3} + 1 \right) \times 1 \right] + \right. \\ \left. + \left[0,65 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 0,3 \right] + \left[0,65 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 1,7 \right] \right) = 2107 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 6032 + 2107 = 8139 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,50 \times 400 \times 60 = 6032 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{56}{3} + 1 \right) \times 4,2 \right] + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{19}{3} + 1 \right) \times 6 \right] + \right. \\ \left. + \left[0,65 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 1 \right] + \left[0,65 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 1,5 \right] \right) = 2835 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 6032 + 2835 = 8867 \text{ kN}$$

- Estacas 3 e 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times 0,85 \times 120 \times 39 = 2000 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[0,5 \times 10 \times \left(\frac{60}{3} + 1 \right) \times 5,78 \right] + \left[0,85 \times 10 \times \left(\frac{39}{3} + 1 \right) \times 19 \right] \right)$$

$$Q_s = 7207 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 2000 + 7207 = 9207 \text{ kN}$$

C.3.4 Método de Monteiro (2000)

- Estaca 1

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{730 \times 40}{3,50} \right) = 4194 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,023 \times 680 \times 40}{7} \right) \times 4,765 \right] + \left[\left(\frac{0,032 \times 440 \times 20}{7} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 0,3 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 1,7 \right] \right) = 1612 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4194 + 1612 = 5806 \text{ kN}$$

- Estaca 2

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{730 \times 40}{3,50} \right) = 4194 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 4,2 \right] + \left[\left(\frac{0,032 \times 440 \times 19}{7} \right) \times 6 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 1 \right] + \left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 1,5 \right] \right) = 2051 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{últ}} = 4194 + 2051 = 6245 \text{ kN}$$

- Estacas 3 e 4

$$Q_b = \pi \times 0,40^2 \times \left(\frac{440 \times 39}{3,50} \right) = 2464 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2\pi \times 0,40 \times \left(\left[\left(\frac{0,021 \times 730 \times 40}{7} \right) \times 5,78 \right] + \left[\left(\frac{0,032 \times 440 \times 39}{7} \right) \times 19 \right] \right)$$

$$Q_s = 5019 \text{ kN}$$

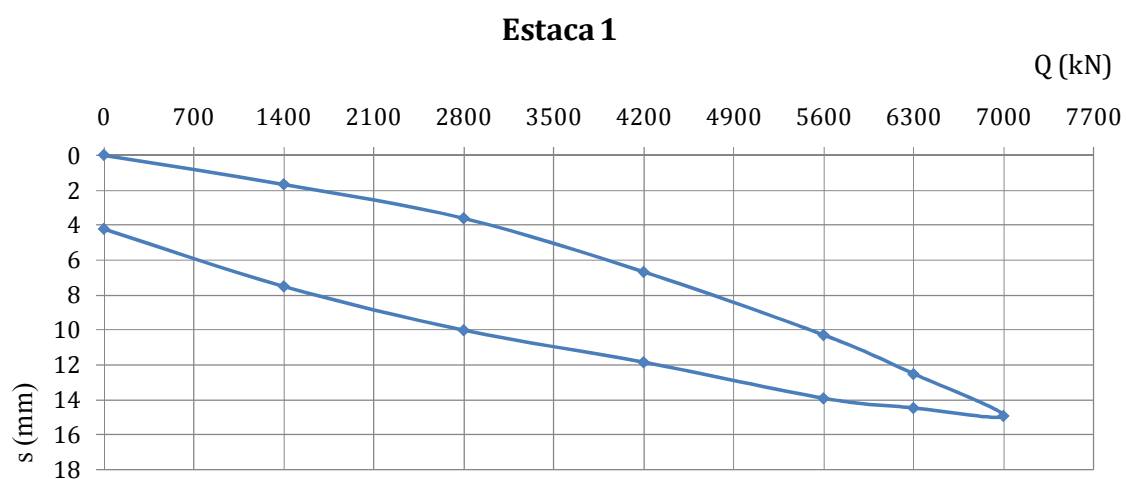
$$Q_{\text{últ}} = 2464 + 5019 = 7483 \text{ kN}$$

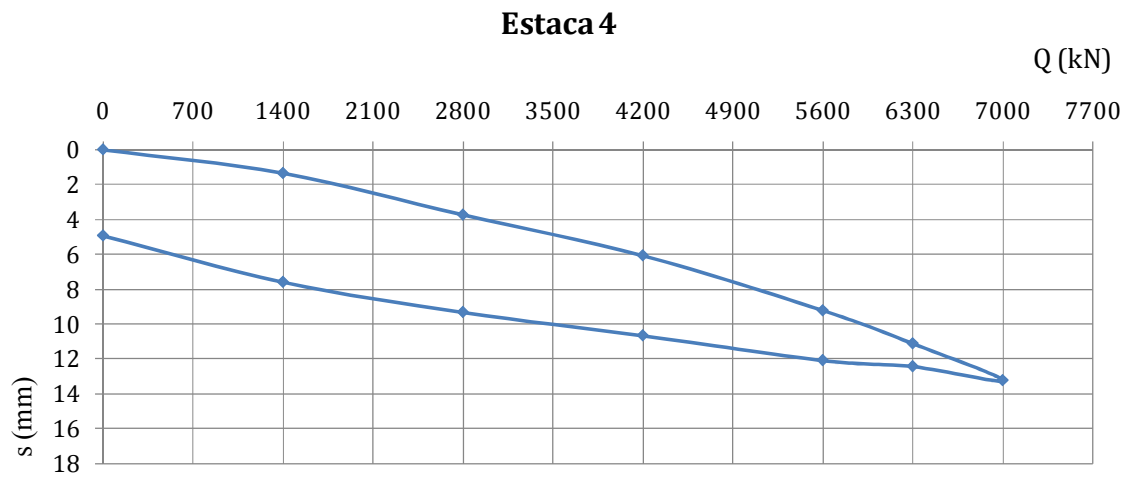
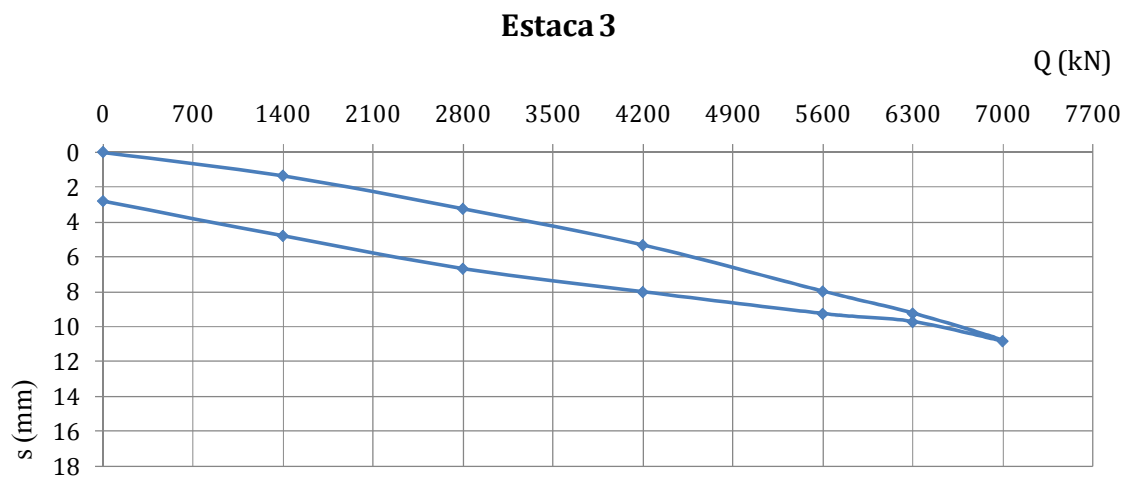
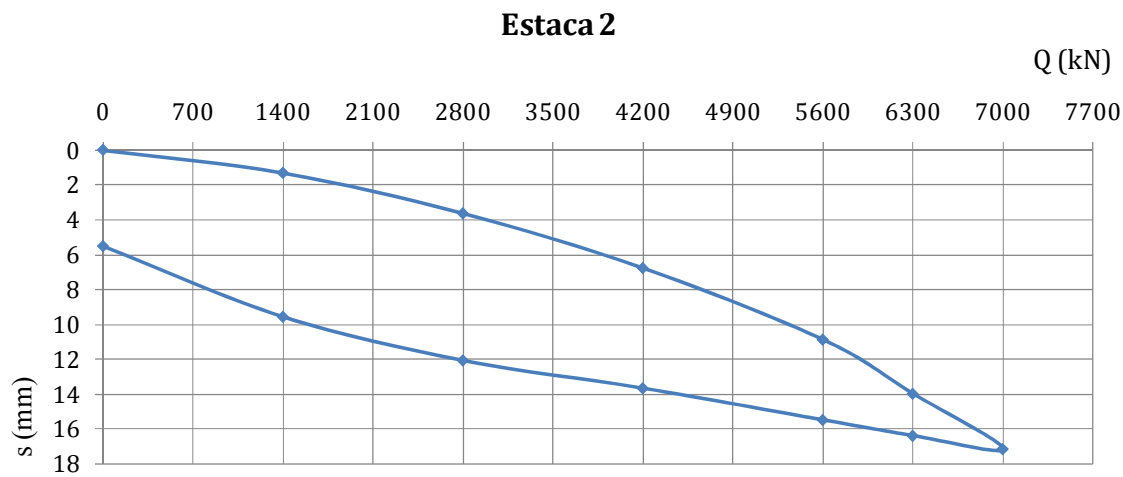
Anexo D

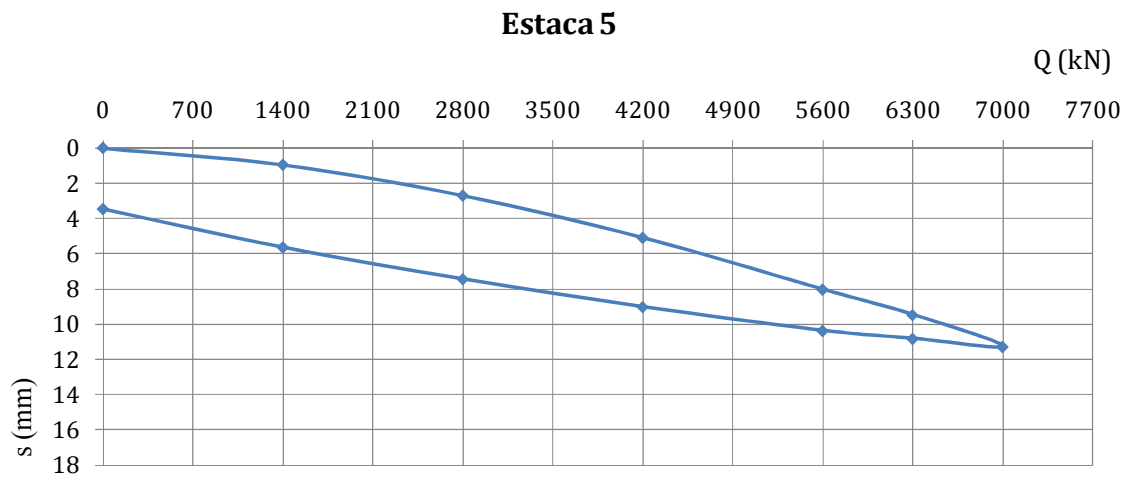
Aplicação de alguns critérios de rotura

D.1 CASO DE OBRA 1 – PONTE SALGUEIRO MAIA SOBRE O TEJO

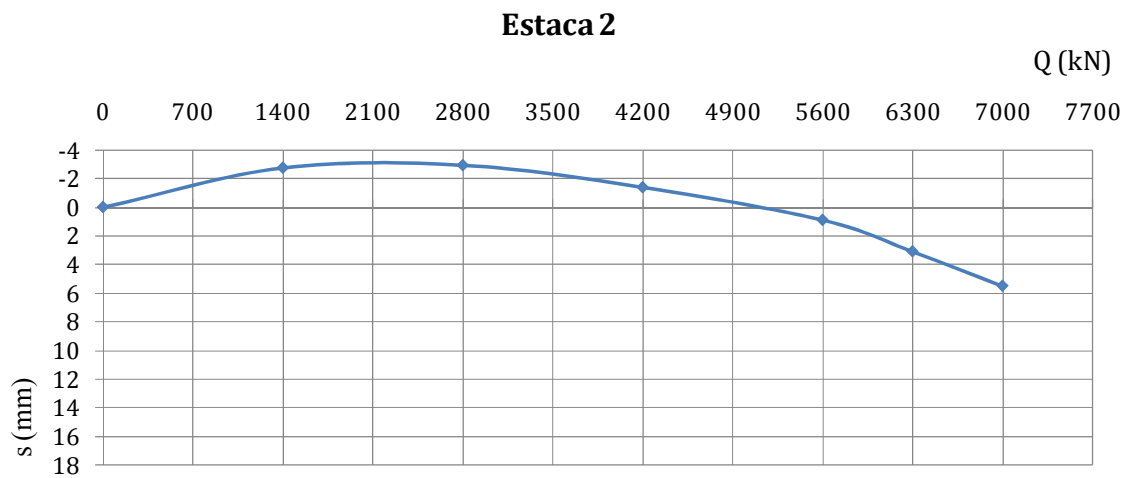
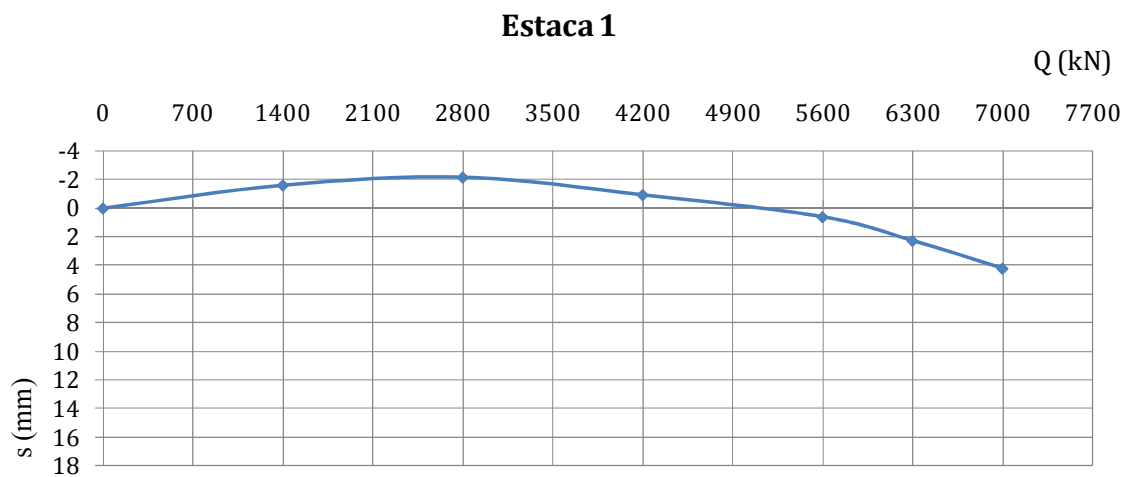
D.1.1 CURVAS CARGA VS ASSENTAMENTO OBTIDAS NOS ENSAIOS DE CARGA ESTÁTICA (“GROSS”)

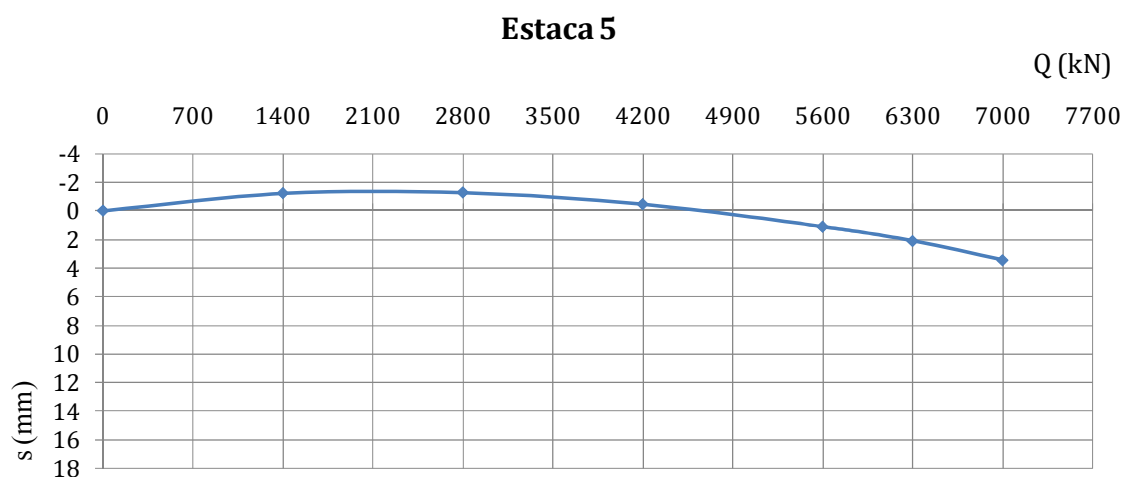
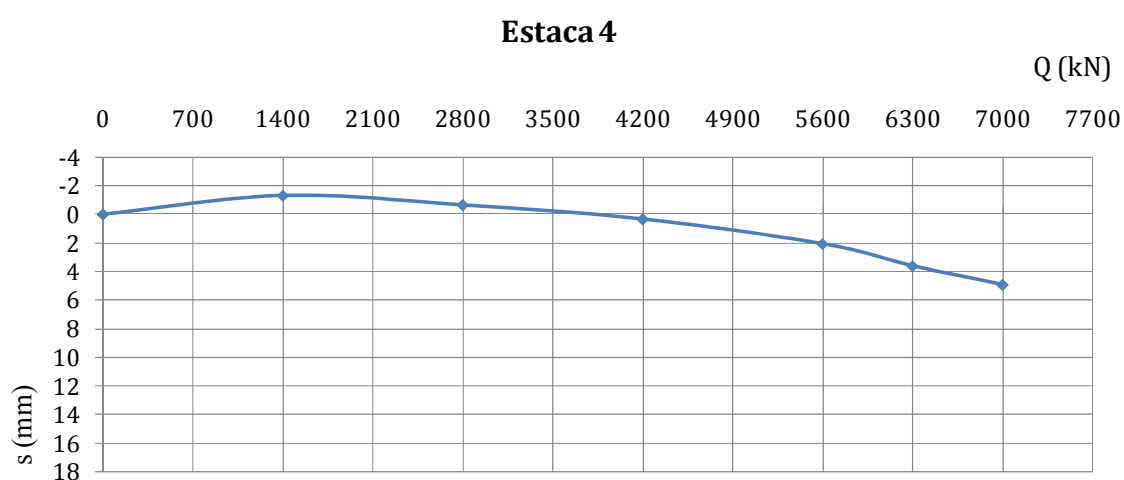
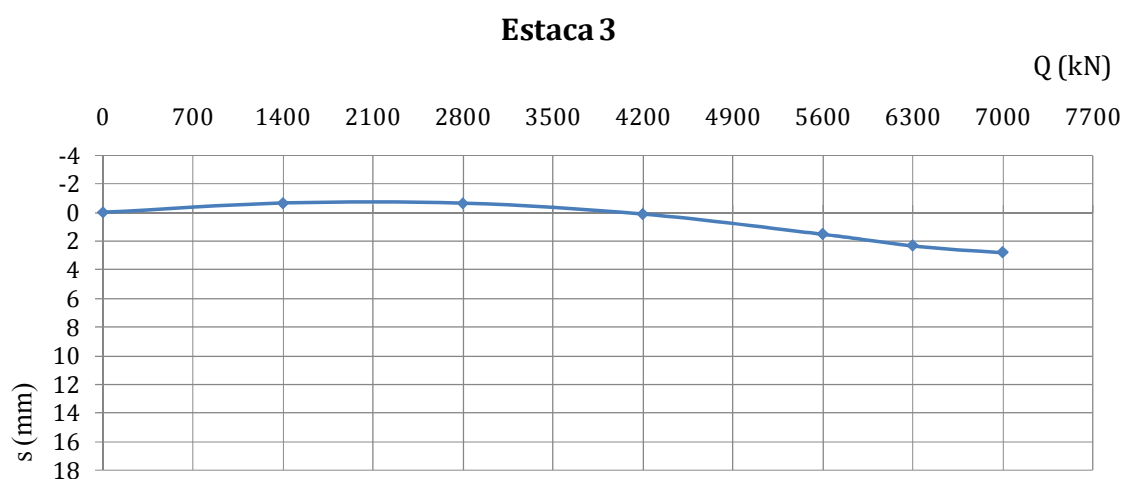






D.1.2 CURVAS CARGA VS ASSENTAMENTO EFECTIVO ("NET")





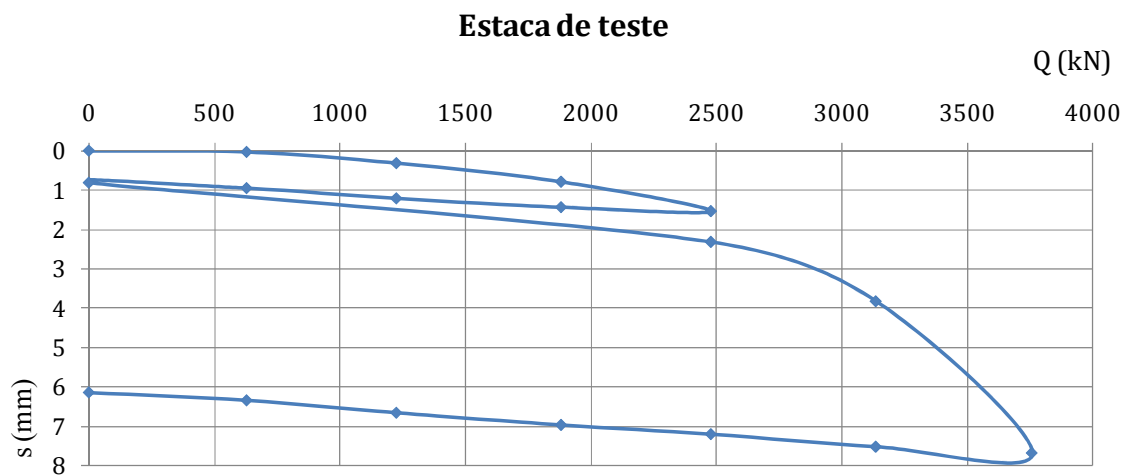
D.1.3 CRITÉRIOS DE ROTURA

Nenhum dos critérios de rotura mencionados no Capítulo 2, parágrafo 2.4.3, é aplicável ao caso de obra 1, ou seja, não foi possível estimar, a partir dos registos obtidos no decorrer dos

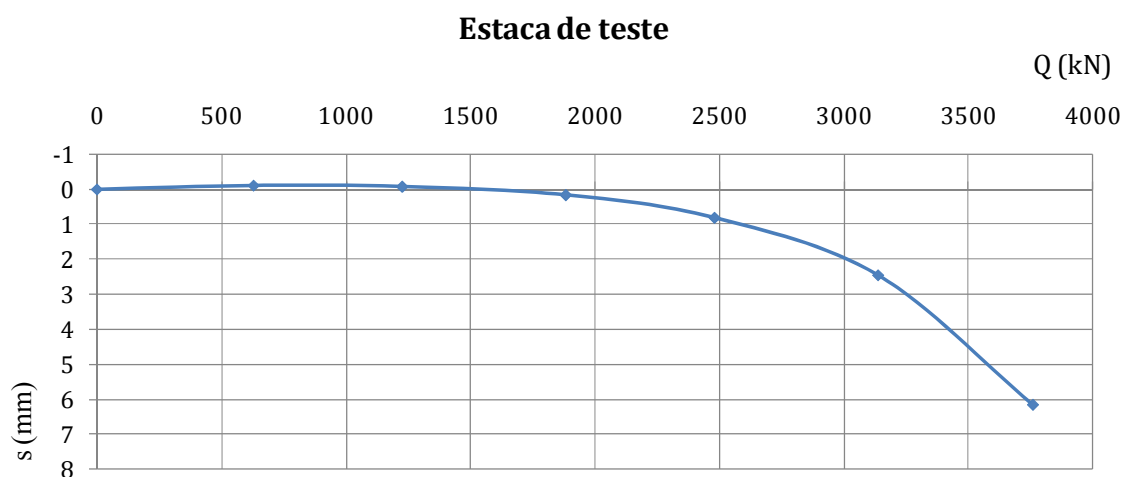
ensaios de carga, a carga correspondente a uma hipotética carga última, isto é, os ensaios de carga estática foram interrompidos muito longe dos valores de rotura.

D.2 CASO DE OBRA 2 – REFINARIA DE SINES ARTENIUS MEGA PTA

D.2.1 CURVA CARGA VS ASSENTAMENTO OBTIDA NO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA (“GROSS”)



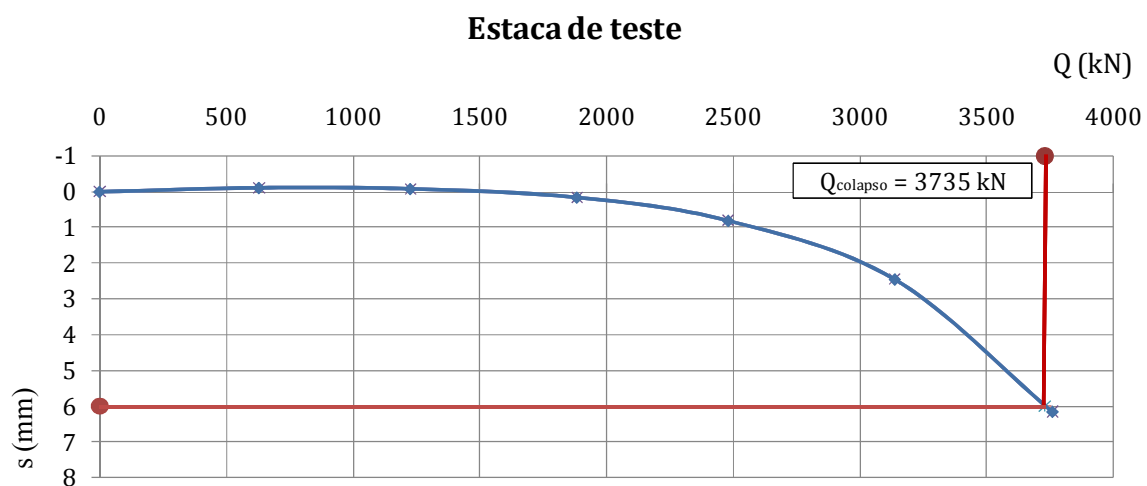
D.2.2 CURVA CARGA VS ASSENTAMENTO EFECTIVO (“NET”)



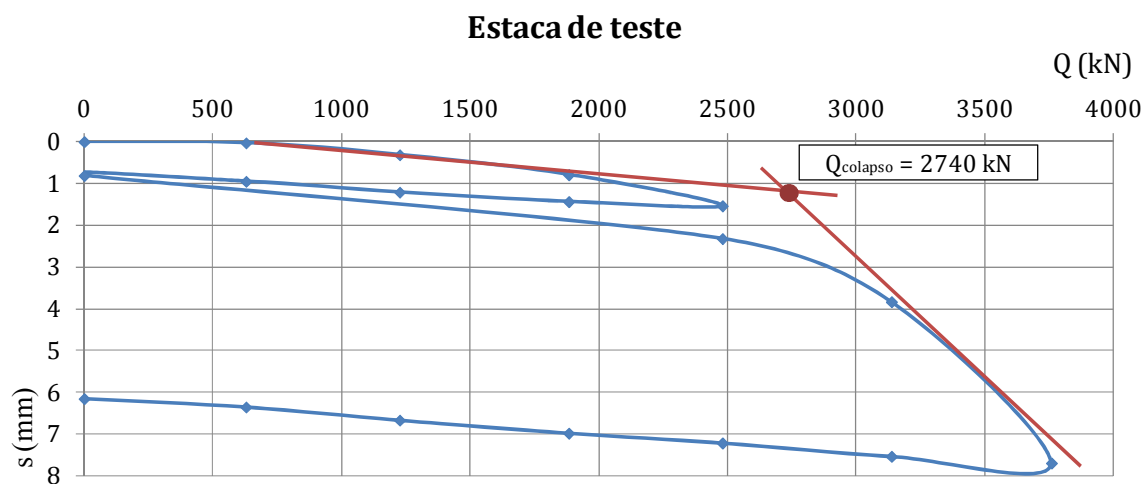
D.2.3 CRITÉRIOS DE ROTURA

| Critérios de rotura | $Q_{colapso}$ (kN) |
|---------------------|--------------------|
| Critério 1 | - |
| Critério 2 | - |
| Critério 3 | - |
| Critério 4 | - |
| Critério 5 | 3735 |
| Critério 6 | 2740 |
| Critério 7 | - |
| Critério 8 | - |

- Critério de rotura 5

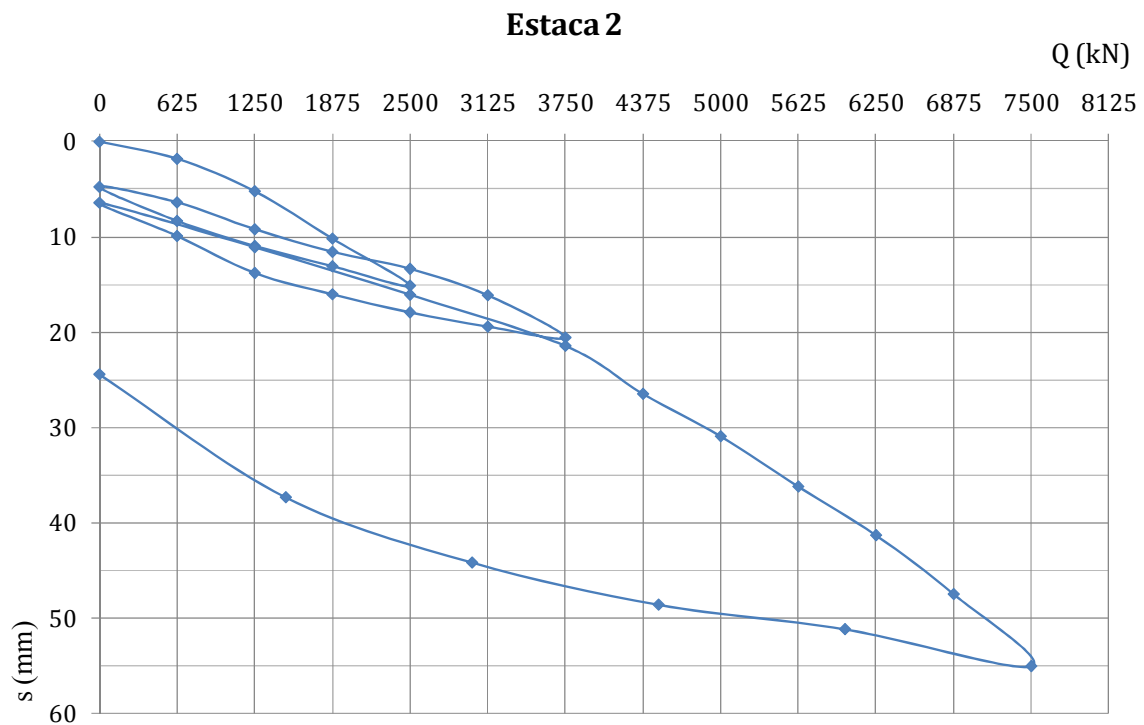
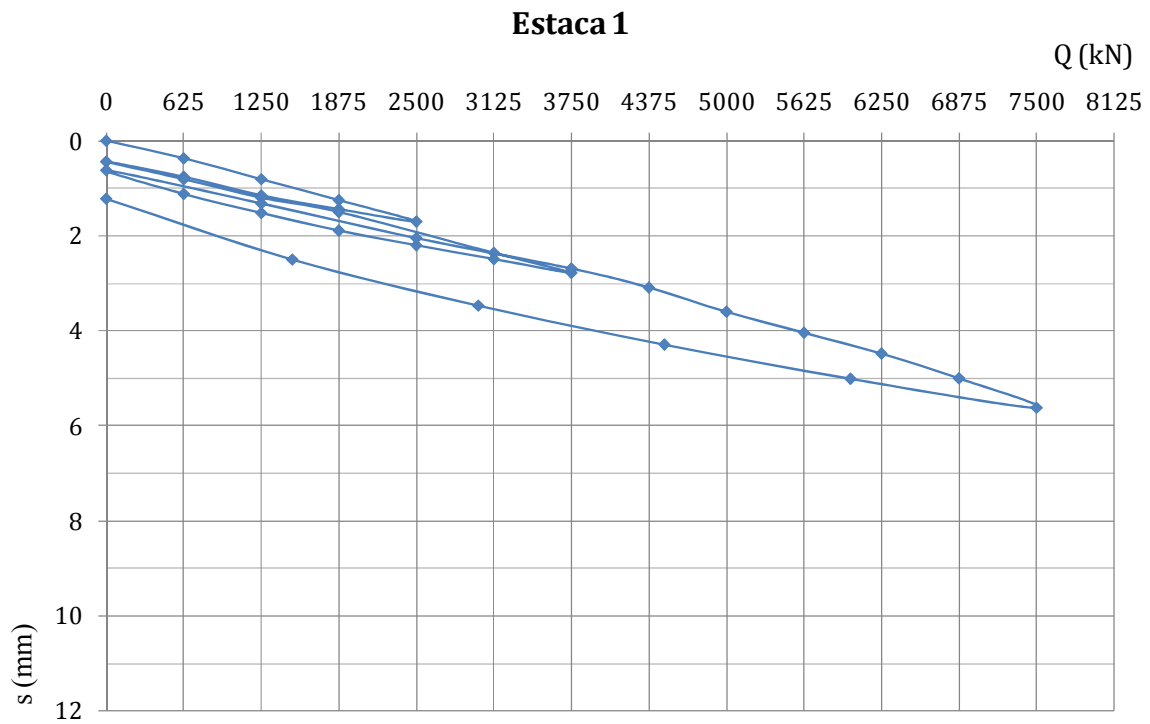


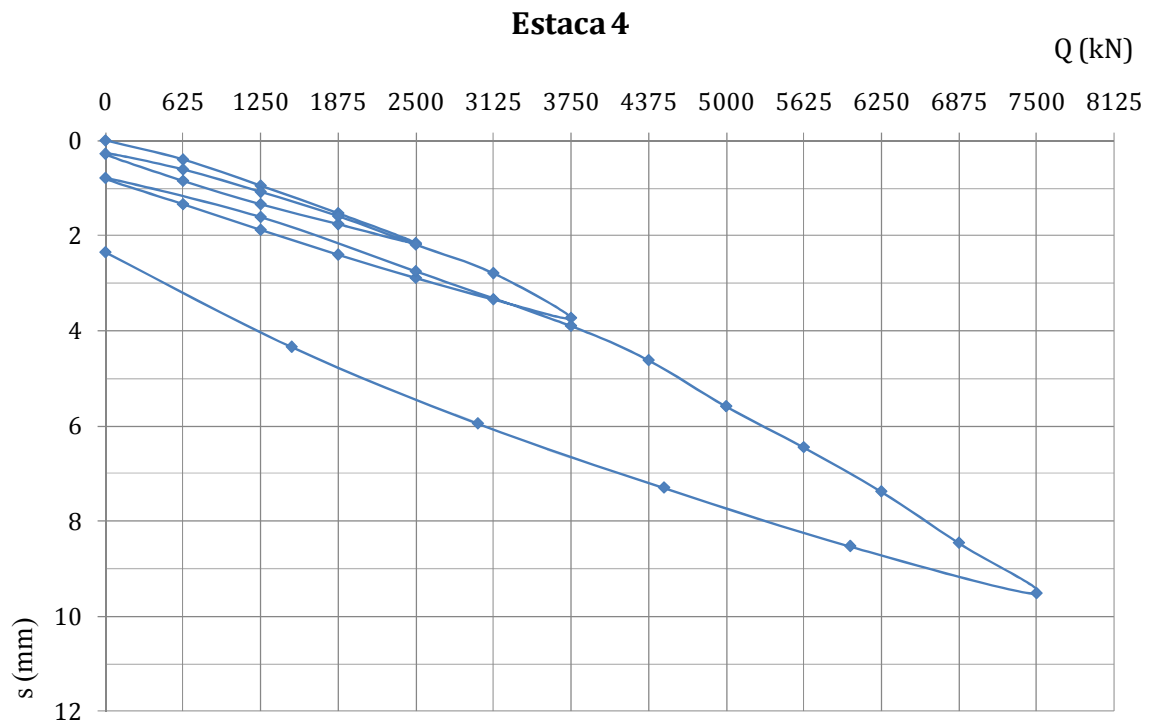
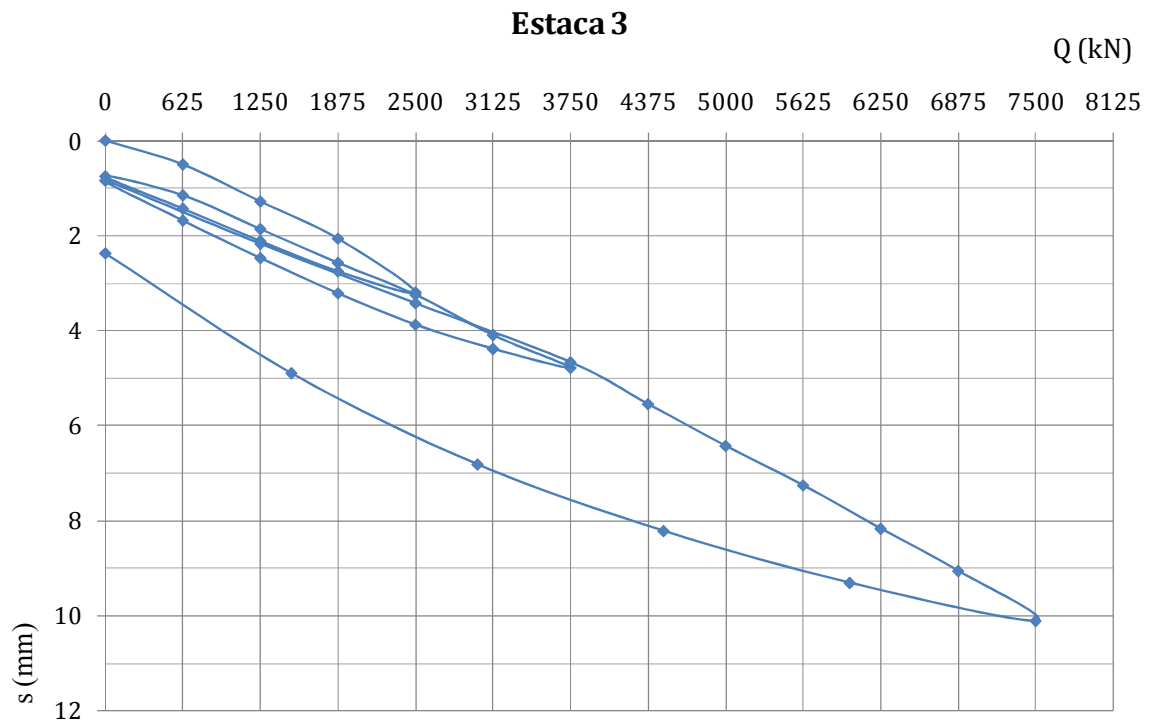
- Critério de rotura 6



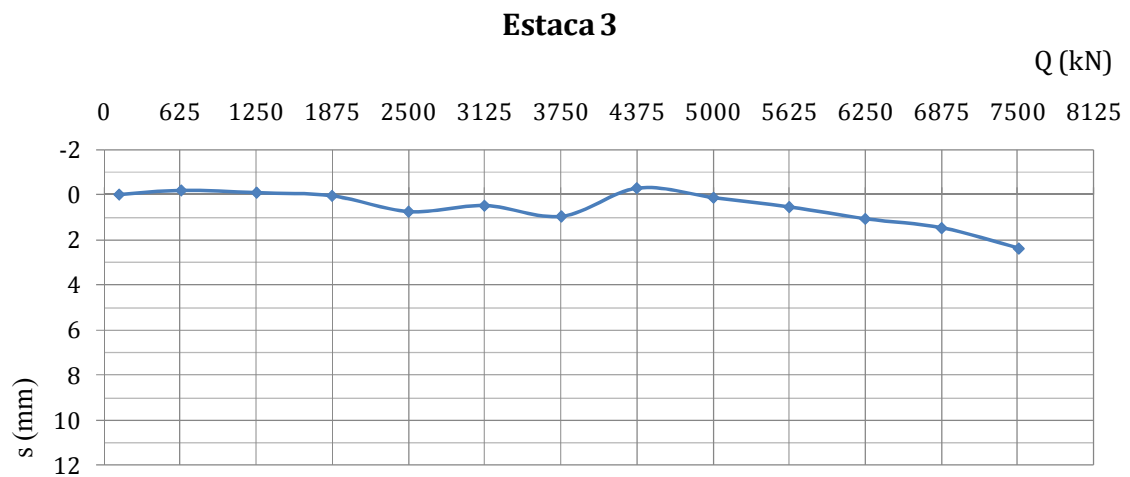
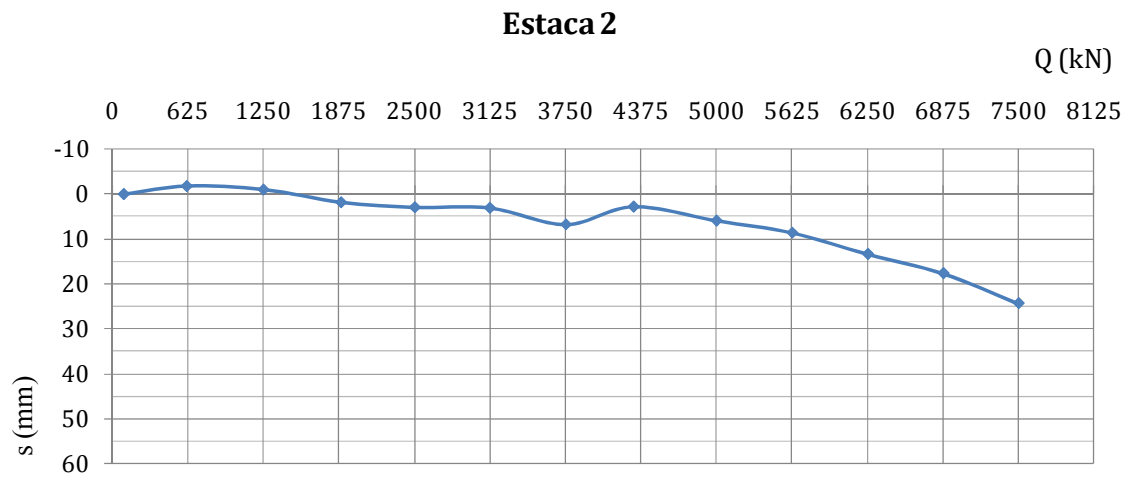
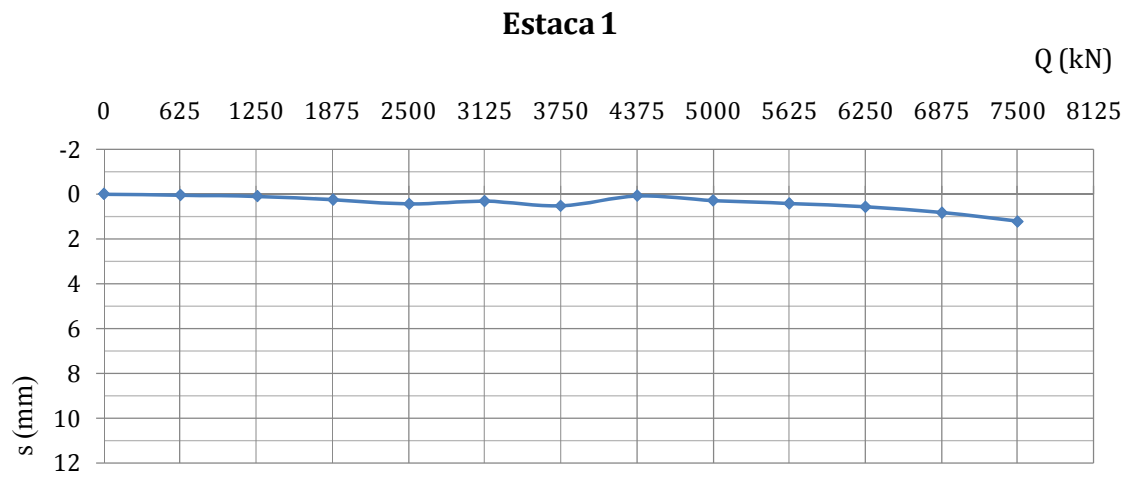
D.3 CASO DE OBRA 3 – CENTRAL DE CICLO COMBINADO DO PEGO

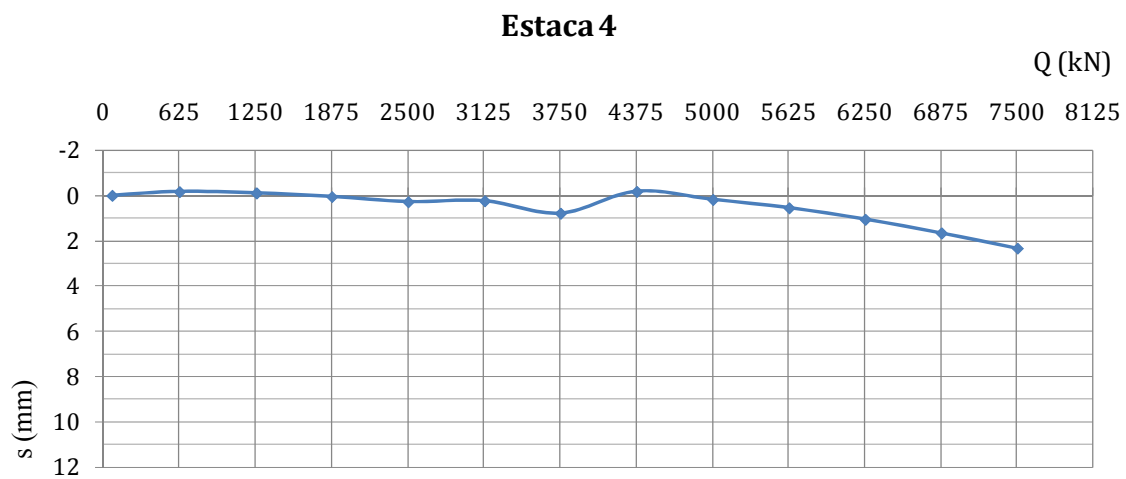
D.3.1 CURVAS CARGA VS ASSENTAMENTO OBTIDAS NOS ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA (“GROSS”)





D.3.2 CURVAS CARGA VS ASSENTAMENTO EFECTIVO (“NET”)

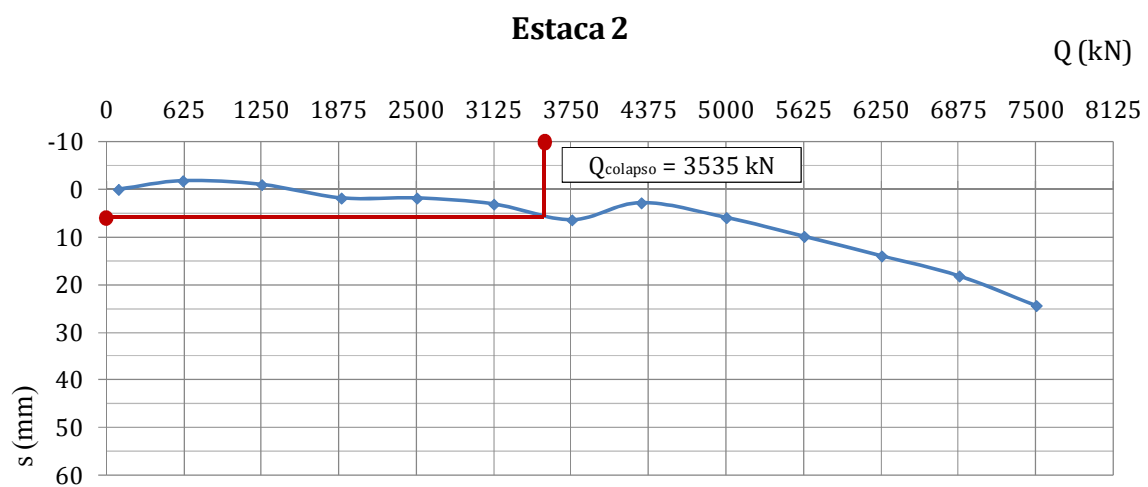




D.3.3 CRITÉRIOS DE ROTURA

| Critérios de rotura | $Q_{colapso}$ (kN) | | | |
|---------------------|--------------------|----------|----------|----------|
| | Estaca 1 | Estaca 2 | Estaca 3 | Estaca 4 |
| Critério 1 | - | - | - | - |
| Critério 2 | - | - | - | - |
| Critério 3 | - | - | - | - |
| Critério 4 | - | - | - | - |
| Critério 5 | - | 3535 | - | - |
| Critério 6 | 3125 | 3923 | 2500 | 3080 |
| Critério 7 | - | - | - | - |
| Critério 8 | - | - | - | - |

- Critério 5



- Critério 6

